

TESIS DOCTORAL
**LA CATEDRAL DE VALENCIA:
CONSTRUCCIÓN Y
ESTRUCTURA.
ANÁLISIS DEL CIMBORRIO.**

AUTORA
VERÓNICA LLOPIS PULIDO

DIRECTORES
**ADOLFO ALONSO DURÁ
ARTURO MARTÍNEZ BOQUERA**

UNIVERSITAT
POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE ARQUITECTURA

FECHA
JULIO DE 2014



**UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA**



10. Situación. Plaza de la Virgen

1. Barrio. La Seu

1. Distrito. Ciutat Vella

01. Parcela

Superficie. 6214,86 m²

Categoría. Monumento

Código. BIC 01.01.40

Otros. N° Archivo: RI 1277

GM 04.06.1931

Declarada Monumento Histórico Artístico de carácter Nacional desde el 4 de junio de 1931, incluido en el Área de Protección Arqueológica establecida por el Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad de Valencia con nivel de protección monumental nivel 1, asignado a aquellas construcciones que deben ser conservadas en toda su integridad independientemente de su estado físico como consecuencia de su carácter monumental, por razones artísticas e históricas, cuya finalidad es la de preservar sus características arquitectónicas originales, y su recuperación monumental y funcional*.

*

Referencias del Catálogo de bienes y espacios protegidos, Ordenación Estructural, Área de Urbanismo Vivienda y Calidad Urbana, Dirección General de Planeamiento.



A mis padres por enseñarme a
agradecer:

A Edgar por enseñarme a
avanzar.

A mis compañeros por ense-
ñarme su amistad.

Y a Adolfo por enseñarme a
amar la profesión.



La Catedral de Valencia es una obra elogiada desde su nacimiento en 1262 hasta nuestros días, es un compendio de diferentes arquitecturas, con una lectura compleja como consecuencia de las intervenciones que ha sufrido a lo largo de su historia. El Cimborrio es el elemento que destaca en el conjunto de la Catedral. Obra admirada no sólo por su interés compositivo sino por las continuas intervenciones estructurales que sobre él se han realizado.

La mayor parte de las investigaciones que sobre la Catedral se han elaborado se centran fundamentalmente en un análisis histórico, excepto en algunos casos que tratan temas constructivos. El campo estructural queda prácticamente inédito, siendo este el objetivo principal de la tesis. Se ha realizado un análisis estructural y constructivo de la Catedral, particularizado al Cimborrio.

Este análisis aporta el conocimiento para entender que la lógica constructiva-estructural con que se construye la Catedral de Valencia determina su estructura, que se diferencia claramente del gótico centroeuropeo. Esto configura una arquitectura con unas características formales que son comunes en la zona del mediterráneo dando lugar a lo que se ha denominado “Una arquitectura gótica mediterránea”. Un estilo que se aleja de los cánones característicos del gótico tradicional. Se trata de un análisis basado en la evaluación y comprobación del sistema específico murario. Sistema de elementos diafragmáticos continuos, que ocultos bajo sus terrazas garantizan un mejor comportamiento de estas estructuras frente a posibles temblores de tierra. La forma como factor decisivo en su comportamiento estructural frente a las acciones sísmicas.

Para alcanzar esta demostración se realiza un modelo estructural tridimensional de un tramo de la Catedral, como volumen representativo. Este modelo nos permite entender el comportamiento estructural de la Catedral frente a esfuerzos cortantes, obteniendo conclusiones que esclarezcan las dudas estructurales que han sido planteadas y repetidas por diferentes autores sin ser demostradas.

En relación al Cimborrio, son escasos los estudios que se centran en el análisis de su estructura. Puesto que no existen planos precisos que recojan su geometría, se elabora un levantamiento geométrico por medio de la técnica del Escáner Láser. Con esta técnica no sólo se obtiene la geometría precisa sino también un conocimiento del estado actual, reflejando desplomes, desniveles etc.

Se elaboran planos en 3D de detalle que desvelan una geometría que se aleja de la primera impresión visual. Estos resultados permiten profundizar en el estudio y contrastar los datos obtenidos a partir de otras fuentes documentadas, a partir de toda esta información se realiza un estudio e interpretación del sistema constructivo del Cimborrio.

Se plantean dos análisis, uno basado en el cálculo por análisis límite, a partir de la geometría obtenida se evalúa la estabilidad del Cimborrio. El segundo análisis permite, por medio de un modelo 3D de la Catedral en su conjunto, analizar el comportamiento estructural del Cimborrio frente a un sismo.

Para estos análisis se emplean los métodos de cálculo más avanzados, disponibles en la actualidad.

From its origin in 1262 until nowadays the Cathedral of Valencia has been a lauded building, it is a compendium of different architectures which has a complex reading as a consequence of the several interventions it has suffered throughout its own history. The Dome stands out from the whole Cathedral's building. It is a construction admired not only for its compositional interest but also for the continuous structural working made over it.

Most of the Cathedral researches are mainly focused on an historical analysis apart from a few cases dealing with constructive matters. Structural field remains almost unknown and it is the main aim of the thesis. A structural and constructive analysis of the whole Cathedral has been performed and particularly of the Dome.

This analysis provides the needed knowledge to understand that the constructive-structural logic the Cathedral was built up with determines its own structure, which clearly differs from the European central gothic. This organises an architecture with a formal characteristics commonly used in the Mediterranean area causing what has been called as "A Mediterranean gothic architecture". It is a style distant from the traditional gothic characteristic canons. It is about an analysis based on the evaluation and checking of the specific wall system. A continuous diaphragmatic components system is hidden below its terraces standing behind a better behaviour of these structures while facing some possible earthquakes. Facing seismic actions shape is as a crucial factor in its structural behaviour.

In order to reach this demonstration a three-dimensional structural model of a Cathedral section as a representative volume has been made. This model allows us to understand the Cathedral structural behaviour facing shear stress and to obtain conclusions to clarify the structural doubts that have been set out and repeated by several authors without been demonstrated.

Scarce studies in relation with the Dome are focused on its structure analysis. As precise plans joining together all its geometry do not exist, a geometrical rising has been elaborated by means of the Laser Scanner technique. Using this technique allows to obtain not only a precise geometry but also a current state, reflecting collapses, slopes, etc.

The detailed 3D plans elaborated reveal its real geometry which is far away from a first visual impression. These results permit us to go deep into the study and to match the data obtained from other documented sources, all this information is the starting point of the study and interpretation elaborated about the Dome's constructive system.

Two analyses are lay out, the first one is based on the limit analysis calculation and from the obtained geometry the Dome's stability is evaluated. The second analysis allows through the whole Cathedral 3D model to analyse the possible Dome structural behaviour in front of a seism.

The most advanced calculation methods available at the moment have been used to perform these analyses.

La Seu de València és una obra elogiada des del seu naixement l'any 1262 fins els nostres dies. És un compendi de diferents arquitectures amb una lectura complexa arran de les intervencions que ha patit al llarg de la seua història. El cimbori és l'element que destaca al conjunt de la Seu. Una obra admirada no només pel seu interès compositiu sinó també per les continues intervencions estructurals que sobre ell s'han realitzat.

La major part de les recerques que s'han dut a terme sobre la Seu s'han centrat fonamentalment en un anàlisi històric, tret d'alguns casos que han tractat temes constructius. El camp estructural ha quedat pràcticament inèdit, essent aquest l'objectiu principal de la present Tesi, on s'ha realitzat un anàlisi estructural i constructiu de la Seu particularitzat al seu cimbori.

Aquest anàlisi aporta el coneixement per entendre que la lògica constructiva i estructural amb la que es construeix la Seu de València va determinar clarament la seua estructura, clarament diferent del gòtic centreeuropeu. Això configura una arquitectura amb unes característiques formals comunes a la zona de la Mediterrània donant lloc al que s'ha denominat "Una Arquitectura Gòtica Mediterrània", un estil que s'allunya dels cànons característics del gòtic tradicional. Es tracta d'un anàlisi basat en l'avaluació i comprovació del sistema específic murari, sistema d'elements diafragmàtics continus que, ocults davall les seues terrasses, garanteix un millor comportament d'aquestes estructures front a possibles tremolors de terra. La seua forma és un factor decisiu en el seu comportament estructural front les accions sísmiques.

Amb l'objectiu de demostrar-ho, es realitza un model estructural tridimensional d'un tram de la seu com a volum representatiu. Aquest model ens permet entendre el comportament estructural de la Seu front els esforços tallants, tot obtenint conclusions que clarifiquen els dubtes estructurals que han estat plantejats i repetits per diferents autors sense ser demostrats.

Pel que fa al cimbori, són escassos els estudis que s'han centrat en l'anàlisi de la seua estructura. Donat que no existeixen plànols precisos que recullen la seua geometria, s'ha elaborat un alçament geomètric mitjançant la tècnica de l'escàner làser. Amb aquesta tècnica no només s'obté la geometria precisa, sinó també un coneixement detallat de l'estat actual que reflecteix desploms, desnivells, etc.

S'han elaborat plànols en tres dimensions de detalls que desvelen una geometria allunyada de la primera impressió visual. Aquests resultats permeten aprofundir en l'estudi i contrastar les dades obtingudes a partir d'altres fonts documentades. A partir de tota aquesta informació es realitza un estudi d'interpretació del sistema constructiu del cimbori.

S'han plantejat dues anàlisis. La primera està basada en el càlcul per anàlisi límit a partir de la geometria obtinguda i avalua l'estabilitat del cimbori. La segona, mitjançant un model tridimensional del conjunt de la Seu, permet analitzar el comportament estructural del cimbori davant un sisme.

Per totes dues anàlisis s'han emprat el mètodes de càlcul més avançats disponibles a l'actualitat.







1. INTRODUCCIÓN

1 PARTE

1.1 La Catedral de Valencia: Dinamismo arquitectónico

1.2 Una aproximación histórica. De la Antigua mezquita a la Catedral actual.

1.3 El Cimborrio, sus leyendas y dudas.

1.4 Intervenciones constructivas y estructurales. 1660, 1774 y 1976.

1.5 La Repristinación en la Catedral de Valencia.

1.6 Ficha cronológica: hechos históricos, fenómenos naturales y sus relaciones constructivas y estructurales.

2. OBJETIVOS DE LA TESIS

3. ANTECEDENTES

3.1 Histórico-constructivos y estructurales

3.2 Métodos de Análisis

4. METODOLOGÍA

4.1 Documentación: bibliografía y toma de datos.

4.2 Intervención de 1976 como fuente de datos constructivos. Sus interpretaciones en el sistema constructivo de la Catedral.

4.3 Herramientas. Escaneado Láser. Desplomes y descensos. La geometría de las bóvedas del Cimborrio.

5. PARTICULARIDADES DE LA CATEDRAL

2 PARTE

5.2 Composición y medidas.

5.1 Proporciones y arbotantes de la Catedral. Las claves del comportamiento estructural.

6. LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL

6.1 Iglesias de la Reconquista. El Sistema Híbrido de la Catedral.

6.2 La Respuesta: el Sismo.

7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

7.1 Estudios previos

7.1.1 Modelo de Daño

7.1.2 Acciones Sísmicas

7.1.3 Descripción de métodos empleados en el análisis.

Análisis no lineal estático: método pushover.

Análisis no lineal historia en el tiempo.

7.1.4 Características específicas de los materiales. Chequeo de parámetros.

7.2 Análisis Sísmico del Sistema estructural de la Catedral

7.2.1 Sistema estructural actual. Modelo 1_ Losa, con Arbotantes y con Diafragmas.

7.2.2 Influencia de los arbotantes. Modelo 2_ Losa, sin Arbotantes y con Diafragmas.

7.2.3 Comportamiento de la estructura muraria. Modelo 3_ Sin Losa, con Arbotantes y Diafragmas.

7.2.4 Los Diafragmas. Modelo 4_ Sin Losa, sin Arbotantes y con Diafragmas.

7.2.5 El efecto caja. Modelo 5_ Sin Losa, con Arbotantes y sin Diafragmas.

7.3 Cimborrio

7.3.1 Geometría y Estructura.

7.3.2 Análisis Límite.

7.4 Análisis sísmico del Modelo Global de la Catedral.

8. CONCLUSIONES

9. INVESTIGACIONES FUTURAS

10. BIBLIOGRAFÍA

11. LEVANTAMIENTO GRÁFICO

ANEXO



1

INTRODUCCIÓN



1.1 DINAMISMO ARQUITECTÓNICO¹

De entre todas las fuentes bibliográficas consultadas me gustaría destacar las siguientes porque reflejan el carácter complejo de la Catedral, las intervenciones llevadas a cabo y los hechos acaecidos. Este estudio histórico es uno de los pasos previos necesarios que se acometen al llevar a cabo un análisis constructivo y estructural.

La catedral es una obra admirada y elogiada desde su nacimiento en 1262 hasta nuestros días, es un compendio de diferentes arquitecturas, con una lectura compleja como consecuencia de las intervenciones que ha sufrido a lo largo de su historia, como muestran los textos a continuación.

“Cuenta Garín que visitando Francisco Mora, arquitecto modernista valenciano, las obras de la Sagrada Familia, acompañado de Antonio Gaudí, a la vista de las explicaciones de éste sobre la magna edificación exclamó: “Esto es una barbaridad, una obra ingente, se tardará siglos en hacerla...”, a lo que contesto Gaudí con la siguiente afirmación.

(Magro y Moro, 1985, 6)

“No me diga usted eso, porque precisamente los valencianos tienen el ejemplo de su Catedral, que es una obra hecha con paciencia.”

(Garín, 1935)

“En realidad es una admirable conjunción de muy diferentes arquitecturas y solamente la alta calidad profesional de los maestros que realizaron la obra explica tan insólito resultado”.

(Berchéz, 1995, 2)

Publicaciones que ofrecen una visión global de la Catedral, como la de Sanchis Sivera en 1909 *Catedral de Valencia*, en la que se abarca desde su construcción a la descripción de todos los elementos que componen el conjunto catedralicio, sus alrededores. Llama la atención que llega a explicar las prácticas litúrgicas, las fiestas y costumbres así como la recopilación de las reliquias que allí se encuentran. Otras publicaciones como la de Marcos Antonio de Orellana en 1924 *Valencia antigua y moderna*, en la que realiza una descripción por orden alfabético de calles, plazas, permitiendo conocer parte de la Valencia antigua. En la Plaza de la Seu (Plaza de la Iglesia) relata hechos acaecidos y describe los elementos que la configuran llegando incluso a la descripción de pinturas, retablos, reliquias ... En su relato introduce anécdotas, leyendas, hechos no demostrados trasladados de boca a boca.

Otra publicación la de Joaquín Bérchez y Arturo Zaragoza en 1995 *Iglesia Catedral Basílica Metropolitana de Santa Maria*, en ella aporta una visión de la evolución histórica, desde la Catedral trecentista hasta la situación actual, investigación que recoge la descripción de la Sala Capitular, el Miguelete, el Cimborrio, las ampliaciones del siglo XV, La Obra Nova y la Fachada Barroca así como la intervención neoclásica del espacio interior.

El Plan Director elaborado por el equipo del profesor Luis Fco. Herrero en octubre del 2000 en el que se aportan estudios constructivos y estructurales. Las investigaciones más recientes de índole fundamentalmente

¹
(Herrero, 2000, 03.01.01, 2)

“Desde sus inicios en 1262 hasta nuestros días, la catedral ha incorporado a su dominante matriz gótica, importantes realizaciones clasicistas y determinados elementos barrocos que se superponen en un diálogo caracterizado por su dinamismo.”

constructiva como el de M^a Soledad Martí basado en el Apeo del Pilar toral en las obras de 1660. También ha sido de interés el artículo de Julián Esteban Chaparría en 1998 *Las restauraciones de la Catedral de Valencia, veinte años después*, donde expone el conjunto de restauraciones realizadas desde 1944 a 1983. En este estudio se destaca la necesidad de dedicar un único apartado al Cimborrio por el interés en su compleja estructura.

(Tosca, 2000, 227)

El Cimborrio es el elemento arquitectónico a destacar en el conjunto de la Catedral. Ha sido una obra admirada no sólo por su interés compositivo sino por las continuas intervenciones estructurales que sobre él se han realizado. Ha captado la atención de personajes tan ilustres como el matemático y arquitecto valenciano Tomás Vicente Tosca, quien plasmó esta admiración en su *Tratado de la Montea y Cortes de Cantería* (1712), en el capítulo “formar una bóveda con arcos cruceros sobre cualquier polígono, del cuadrado arriba, que se mantenga con su propio peso, sin mas estribos”.

También resaltar de entre toda la documentación consultada, la repetición de comentarios que son trasladados de unos a otros autores, sin que estas afirmaciones hayan sido demostradas, esta apreciación queda plasmada en palabras de Julian V. Magro y Moro:

“Si repasamos las publicaciones que sobre Historia de la Arquitectura, se han hecho durante el siglo XIX y XX en nuestro país, veremos que no se suele hacer referencia a la Catedral de Valencia; o que si se hace, se le dedican apenas dos líneas, normalmente en sentido peyorativo. Así Street, Lavedan, Puig y Cadafalch, Calzada, Lamperez, y más cercanamente a nosotros el Marqués de Lozoya y Chueca, apenas han dedicado su atención a la Seo Valentina.

(Magro y Moro, 1985, 2)

En el terreno más particular de los historiadores locales, quizás ha habido una mayor preocupación, y ya desde el siglo XVII, encontramos en distintos libros referencias a la Catedral, en todos ellos no se han detenido en la descripción, sino que se han limitado a estudiar puntos concretos y determinados, copiándose unos a otros, y al repetir las mismas equivocaciones, consiguen que sean tenidas por hechos probados y verdaderos. Beuter, Escolano, Diago, Escaplés, Ballester, Miedes, Orti y otros muchos publican noticias y comentarios acerca de la Catedral, pero sin aplicar lo más mínimo de los principios de la crítica, con lo cual en la mayor parte de los casos las noticias no tienen más valor que las que da la autoridad del escritor, sin que suelen citar las fuentes o documentos en los que se basan”.

1.6, Ficha Cronológica, p. 57_

Finalmente como síntesis se ha elaborado un listado, a modo de ficha cronológica, donde se recogen las intervenciones realizadas en la Catedral y en particular en el Cimborrio. Para llevar a cabo este listado se atiende a aspectos históricos, constructivos, estructurales, incluyendo fenómenos naturales como terremotos, señalando las relaciones que se producen.

1.2
APROXIMACIÓN A LA
EVOLUCIÓN HISTÓRICA



La Historia de la Catedral ha sido desarrollada en muchas publicaciones limitándome a señalar aquellas que he considerado de relevancia para el desarrollo de la tesis.

PRIMITIVO TRAZADO

Iglesia Catedral Basílica Metropolitana de Valencia, dedicada a la Asunción de Nuestra Señora por deseo de Jaime I. Fue consagrada por el obispo Fray Andrés de Albalat el año 1238. Situada en el centro de la Valencia histórica se encuentra sobre la antigua mezquita mayor musulmana. Sus obras comienzan el 22 de Junio del año 1262 quedando este hecho plasmado en la inscripción de la lápida del obispo Albalat, situada en una de las capillas centrales de la girola que desapareció en las reformas llevadas a cabo durante el siglo XVIII. En el texto siguiente se materializa el inicio de esta obra:

_ f.1.1- f.1.2, p.22

“en ser limpiado el suelo, fue dada al rey por mano de muy expertos maestros e ingenieros una muy buena traza de templo, y pareciéndole bien, comenzó a edificarse uno de los mas bien trazados y sumptuosos que hay en la Cristiandad, según lo vemos en nuestro tiempo acabado...dado que es grandeza y labores no iguala con algunos”.

(Tormo, 1923)

Como sabemos es un edificio de planta de cruz latina con marcado crucero, formada en su origen por tres naves y tres crujías, la nave central es de tramos cuadrados, con anchura de 13,90 metros a ejes de pilar y de altura, desde suelo a la clave de la bóveda principal de, 22,15 metros. Las naves laterales son de tramos rectangulares con una anchura de 8,60 metros y con el eje mayor en dirección al eje longitudinal del templo. Estas naves además están delimitadas por una serie de capillas que configuran el espacio central del templo.

_ f.1.3, p.23

Las cubiertas están resueltas con bóvedas de crucería cuatrimpartita y plementería de ladrillo macizo, dispuesto a “plec de llibre”², la primera bóveda del transepto es de piedra, situada en el acceso de la puerta románica, este cambio de material podría ser un indicativo de la necesidad de un avance más rápido en la construcción de la catedral.

2
Plec de llibre, viendo el lomo de libro, aparejo a sardinel

El Címborio se sitúa en el tramo central del crucero, es de planta octogonal y se articula en dos cuerpos con fachadas que presentan ventanales de grandes dimensiones y que permiten introducir la mayor parte de la luz que se difunde en el interior del templo.

_ f.1.6, p.27

_ f.1.14, p.40 / f.1.15, p.41

La construcción del templo se inició por la girola a cargo del maestro Arnaldi Vitalis (Arnau Vidal 1268-1273). La planta se resuelve mediante tramos pentagonales, delimitados por un tramo de la capilla mayor y por dos capillas absidiales. Estas capillas se configuran radialmente, con una disposición poco común al considerar como eje de simetría un pilar y no una capilla, están cubiertas mediante bóvedas de nervadura quintipartita.

_ f.1.4.1, p.24

f.1.4.1- f.1.4.2, p.24 _

f.1.22, p.48 / f.1.23, p.49 _

El levantamiento de las primeras capillas es de finales del siglo XIII y el conjunto que conforma la girola queda rematado a principios del XIV. La presencia de esta girola con deambulatorio es una evolución respecto a sus antecedentes inmediatos como son las catedrales de Lérida (1203-1278) y Tarragona (1171-1331). La catedral de Valencia es de un parecido más directo con la de Lérida en relación a los elementos de sustentación, iluminación y cubiertas.

El texto siguiente plasma la evolución constructiva que se ha explicado:

“Continuada la obra con el ardor que inspiraba la religiosidad y entusiasmo de aquellos tiempos, el nuevo templo se extendió pronto por todo el recinto que ocupaba la mezquita, desapareciendo por completo las trazas y recuerdos de ésta. Dispúsose el ábside, como era de costumbre en los templos de aquella época, dirigiéndolo hacia el Mediodía, y se derribó el mirab, empezándose la construcción de la nave y acaso la puerta del Palau. Edificada ya la parte principal para poderse celebrar en ella los oficios divinos, se continuó la obra poco a poco, según lo permitían los recursos”.

(Sanchis, 1909, 5)

El 26 de diciembre de 1303 se nombra como sucesor al frente de las obras al maestro Nicolás de Ancona, existen diversas opiniones en torno a las obras que realizó, por un lado hay quien considera que únicamente le corresponde la construcción del Címborio, sin embargo otras le atribuyen la construcción del crucero, las cubiertas de la nave colaterales, ornamentación de la puerta de los Apóstoles, vidrieras, pinturas...

S XV-XVI. AMPLIACIONES

f.1.4.3, p.25 _

Al esquema original se le superponen espacios que se encontraban separados del templo. Posteriormente mediante la ampliación del primer tramo de los pies, que se conoce como “Arcada Nova” pasarían a formar parte del templo. Esta obra es llevada a cabo por el maestro Francesc Baldomar en 1458 y ultimada en 1480 por el maestro Pere Compte, obra que manifiesta la evolución del gótico plasmada en la estereotomía de la piedra.

Los dos volúmenes que se unen al conjunto catedralicio son la Sala Capitular y el Miguelete. La Sala Capitular (1356), actualmente capilla donde se venera el Santo Cáliz, fue llevada a cabo por el maestro Andrés Juliá. De planta cuadrada y con trece metros de lado está cubierta por una bóveda estrellada. El segundo volumen que se unió a la catedral fue la torre campanario. En un inicio situada al lado de la puerta de la Almoyna era de planta cuadrangular de estilo románico. Posteriormente se sustituye a los pies del templo en su margen izquierdo. Es conocida desde entonces por los valencianos como “el Miguelete” (1381). Fue realizada por el maestro Andreu Julià. Se trata de una torre de planta octogonal y con una

altura de 50,85m, que se corresponde con el perímetro de su base y que guarda una relación directa con el Cimborrio, que también presenta una planta octogonal de similares proporciones, aunque con diferente escala. El Cimborrio destaca por su ligereza que entra claramente en contraste con la pesadez del Miguelete.

_f.1.12, p.32

Esta ampliación queda reflejada en el texto de M.A. Orellana:

“En su primer establecimiento y planta no fue dicha Iglesia tan dilatada, como ahora, pues tenía de menos toda la primera arcada que arranca desde la Puerta principal, y remata en los machos, y pilastras, o columnas donde aora comienza el Coro, de forma que contemplada la longitud, ya no por el centro, si por los lados y paredes, comenzando por bajo, principiaba la Iglesia...

que está contigua al Micalete, restaba Plaza, pues dicha tore, vulgo el Micalet estaba, como estuvo tiempo, separada del cuerpo de la Iglesia, hasta que acrecentandola, y dandole una arcada mas, lo unió todo por los años de 1503”.

(Orellana, 1924, 556)

La “Obra Nova” fue trazada por el arquitecto Gaspar Gregori en 1566 y construida por el cantero Miquel Porcar, destinada a la contemplación de actos públicos. Es un semiábside de curva elipsoidal dividido en tres pisos que actúa como elemento que completa la cabecera de la Catedral. Esta información queda recogida en el siguiente texto:

_f.1.10, p.31 / f.1.19, p. 45

“A la catedral, al lado de la puerta de los Apóstoles y circundando parte de la girola, se le añadió la Obra Nova, construida en 1566 por Miquel Porcar, una triple serie de arcos -más estrechos y hoy cegados los inferiores- de puro estilo italiano, llamados popularmente “els balconets de la Seu³”. Han sido restaurados recientemente, y la conversión en lonja de la galería superior permite observar las bellas estructuras góticas del templo”.

3
Los balcones de la Catedral.
(Sanchis,1999m 180)

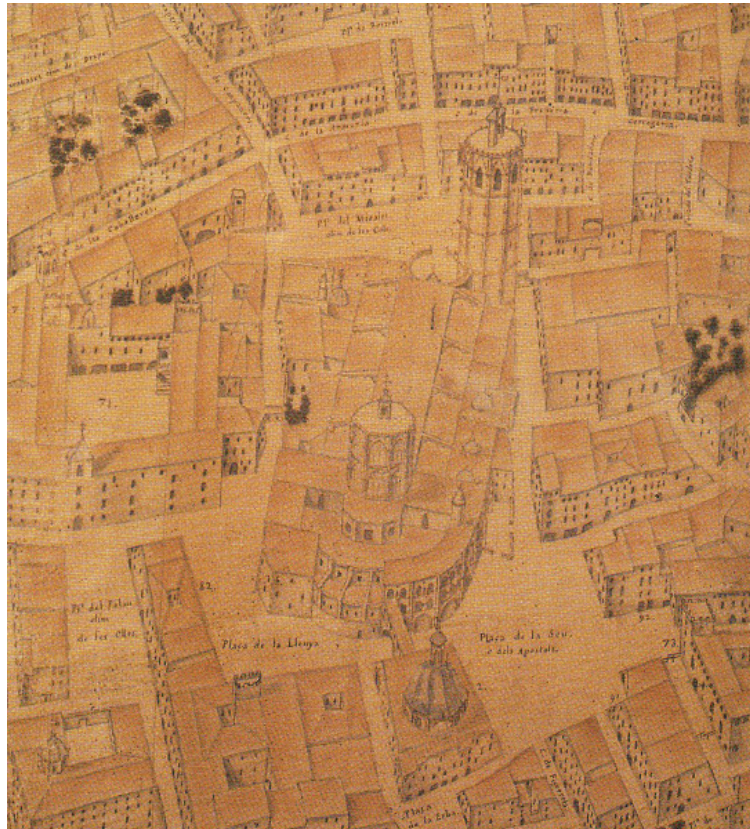
En 1703 se construye la portada barroca, conocida como la “porta dels ferros”. Es la entrada principal al templo y se concibe como final de perspectiva de la estrecha calle de Zaragoza, actualmente desaparecida. A partir de un concurso la obra fue ganada por el alemán Konrad Rodulf. La obra se inició en 1703 y se paralizó en 1707, reanudada en 1713 por Francisco Vergara y rematada en 1741. Con un amplio programa iconográfico, la fachada se resuelve por medio de un espacio central convexo y dos espacios laterales cóncavos de marcadas cornisas quebradas. El conjunto se remata con esculturas de Francesc Vergara y del alemán Franz Stoff.

_f.1.9, p.30

1.1_

Plano de la Catedral de Valencia elaborado por Thomas Vicente Tosca.

(Tosca, 1704)



1.2_

Plaza de la Virgen.

Fecha_1830.

Litografía. H. Lang.

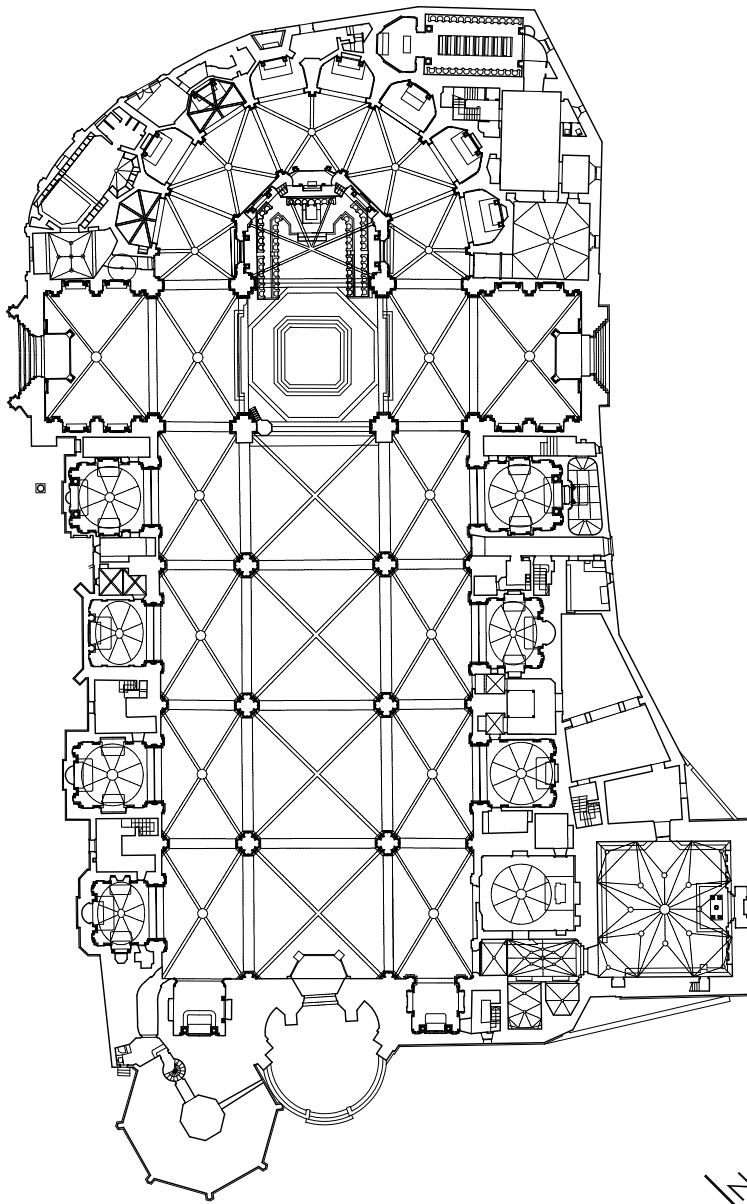
Fuente Catalá, M.A.

Valencia en el grabado 1499-1899.



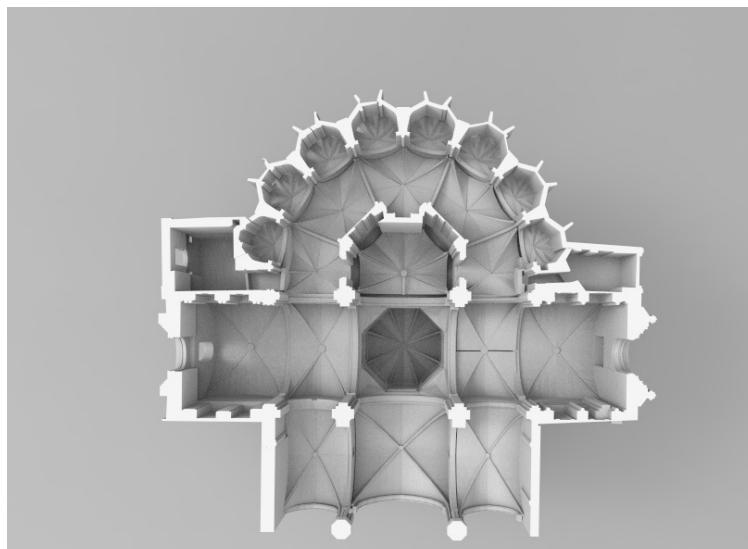
_1.3
Planta del Conjunto de la Ca-
tedral de Valencia.

Fuente_ Plan Director de la
Catedral de Valencia
Fecha_ 2000



1.4.1_
3D Catedral Siglo XIII

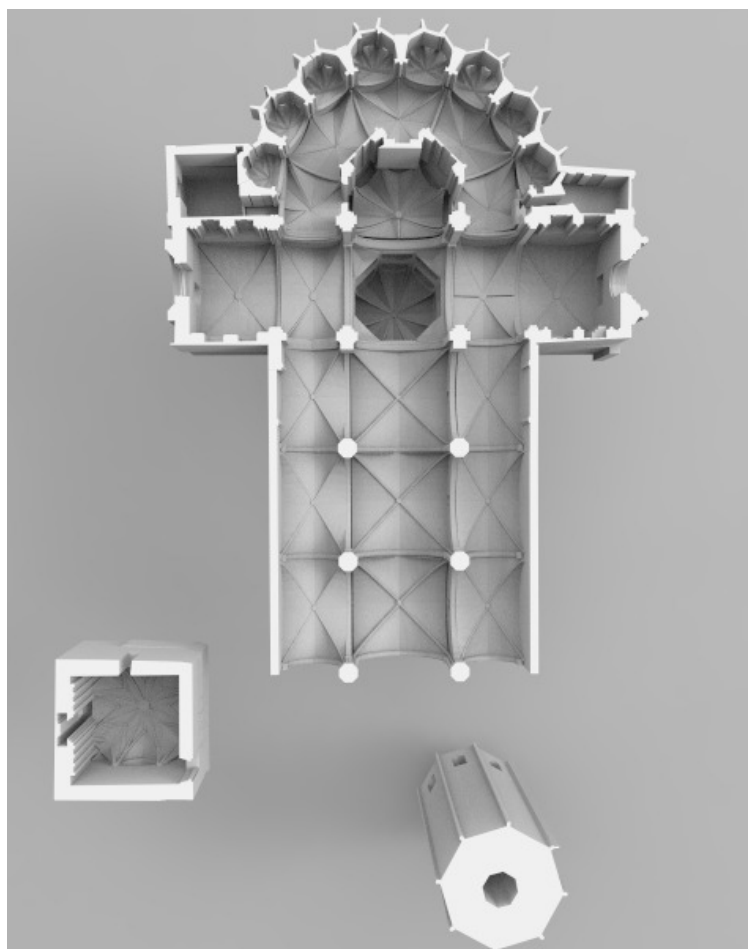
Planta Cenital
3D de la autora

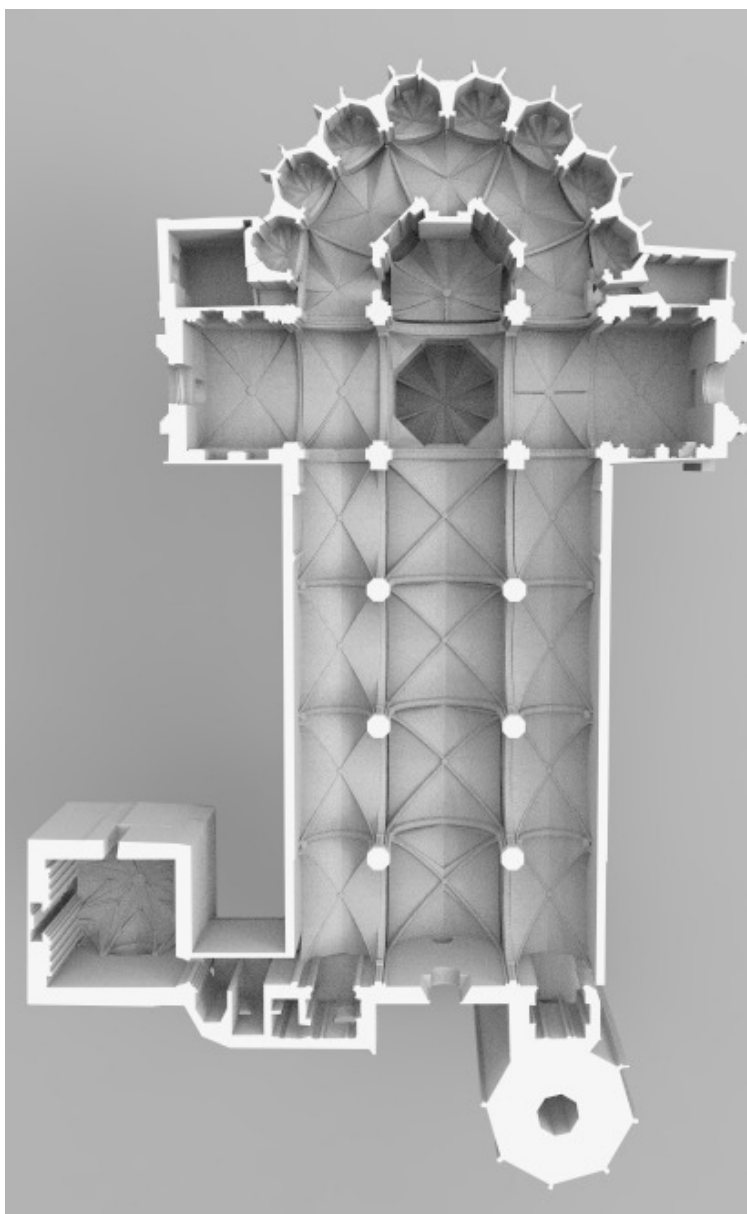


1.4.2_
3D Catedral Siglo XIV

Se observan los volúmenes separados de la Sala Capitular y del Miguelete.

Planta Cenital





1.4.3 3D Catedral Siglo XV

Con la Arcada Nova se unen
lo volúmenes de la Sala Capi-
tular y del Miguelete.

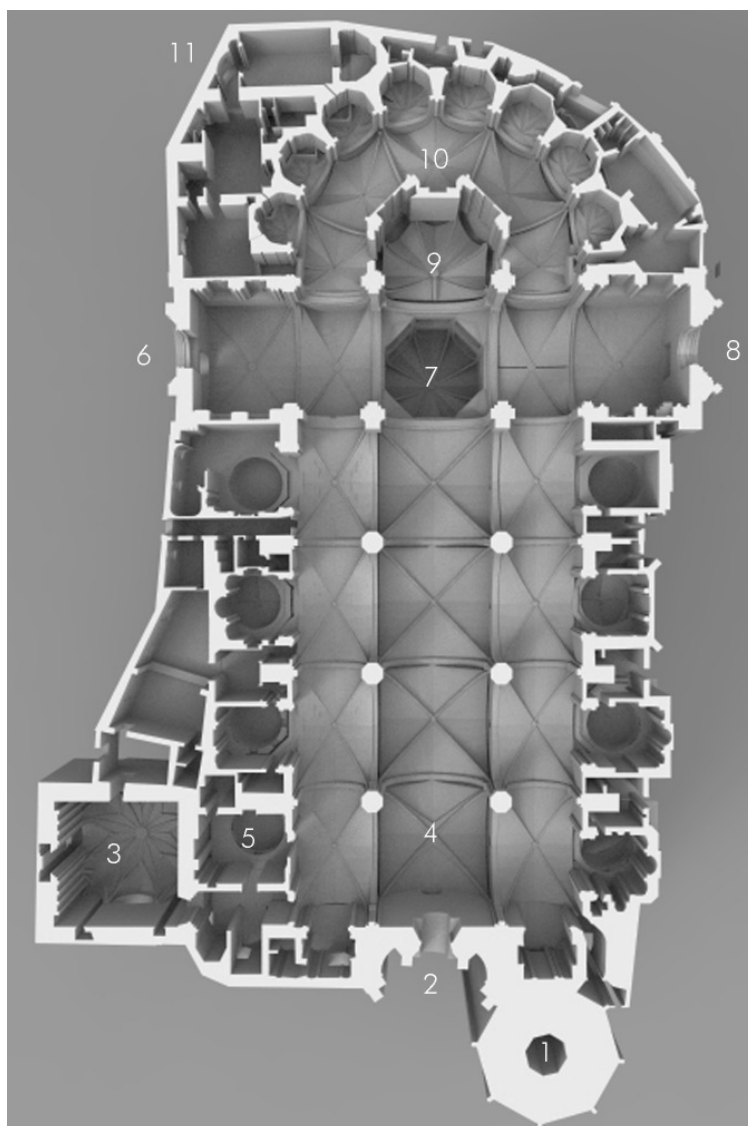
Planta Cenital

_1.5
3D Catedral Estado Actual

Planta cenital de distribución.

1. Miguelete
2. Fachada Barroca
3. Sala Capitular
4. Arcada Nova
5. Parroquia de San Pedro
6. Puerta del Palau
7. Címborio
8. Puerta de los apóstoles
9. Presbiterio
10. Girola
11. Obra Nova

3D de la autora





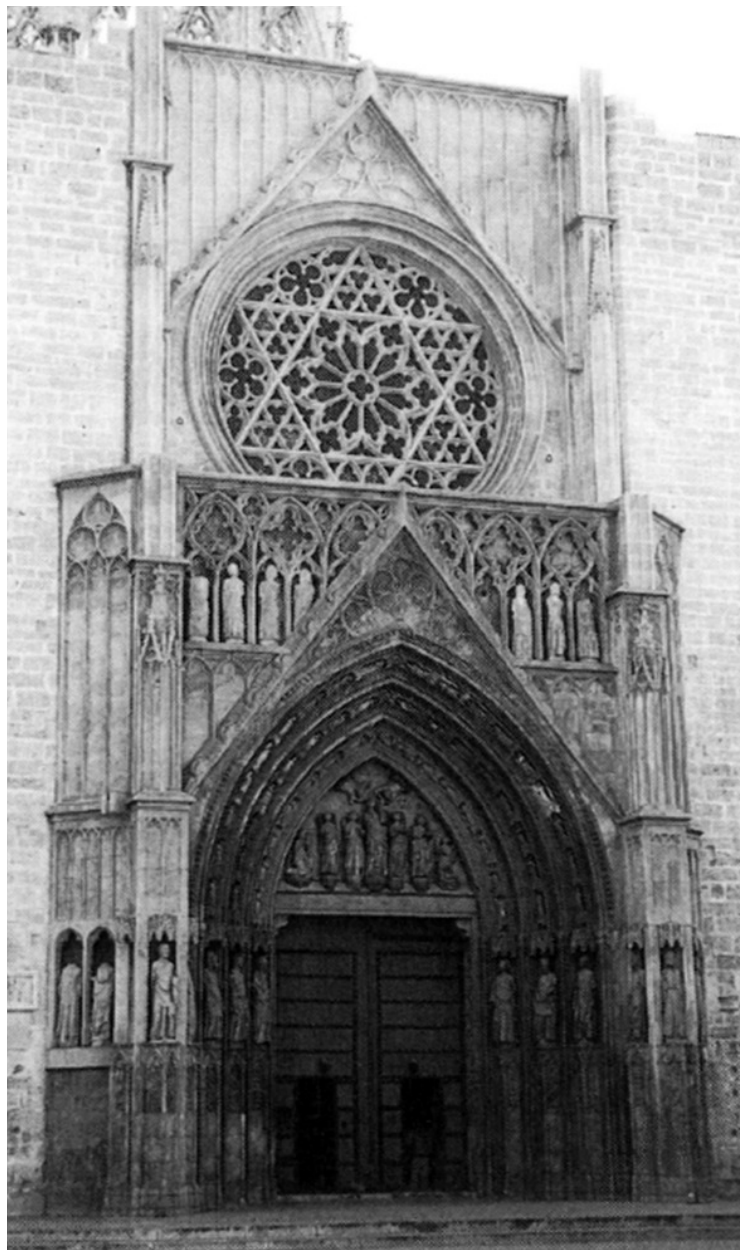
1.6
Vista interior de la Catedral y
vista cenital de las bóvedas.

Fotos de la autora
Fecha_ Diciembre 2012



1.7_
Puerta de los Apóstoles (1996)

(Chaparría, 1996, 72)



_1.8
Puerta del Palau

(Cid, 1953, 80)



1.9_

Portada Barroca antes de
1950 y la desaparecida Calle
Zaragoza.

(Goerlich, 2010, 177)





_1.10
Imagen de principios de siglo
Obra nova.

(Berchéz, 1995, 27)

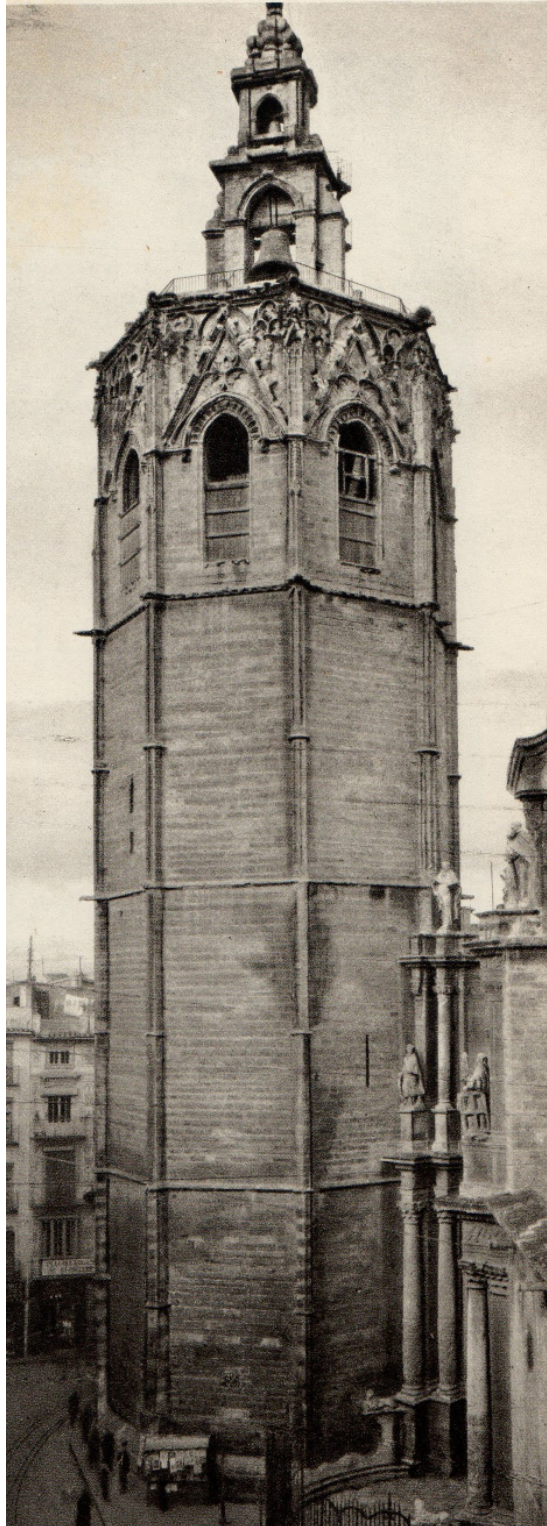


_1.11
Obra nova

Intervención_ Salvador Vila.
Fotografías de la autora
Fecha_ 2014

1.12_
Miguelete.

(Torres, 1966, 229)





_1.13
Cimborrio y cubiertas a doble
vertiente de la Catedral (1960)



“Conjunto de linterna o tambor y de cúpula con que se suele cubrir el tramo central del crucero. La verdadera cúpula (esférica o elipsoidal) no se usó casi en la edad media. Suele escribirse también cimborio; pero siendo lo más probable que se derive de cimorro (aumentativo anticuado de cima) creo preferible escribirlo con rr; así lo escribió Simón García en su *Arquitectura y simetría* de los templos, y así se ve en otros autores y documentos antiguos”⁴.

El Cimborrio es una obra admirada por su alarde estructural. Como sabemos se eleva sobre el crucero de la Catedral de Valencia con gran esbeltez y ausencia de estribos, es por ello que capta la atención de todos aquellos maestros que han centrado su vista en él. Esta admiración queda recogida por Josef Teixidor:

“Una de las grandes piezas de la Catedral es el Cimborrio, obra de singular primor en su arquitectura, cuyo techo mantienen diez pilares, i toda su fábrica quatro; los perfiles de sus ventanas, son primorosos como todas las molduras, cuyas labores ya no se usan en estos tiempos.

“Josef Herrero, Maestro albañil de la Ciudad i peritissimo arquitecto, aviendo examinado de cerca todas sus labores, quedó pasmado de su primor, i me dijo, que con dificultad se encontrará en toda España obra que le iguale. Algunas fabulas creen muchos acerca de su fabrica: “No alcanza el entendimiento humano a comprehender (escribe Escolano, tomo I. col. 893.) como aquella fabrica, que sube a modo de una thiara Pontifical con suma altura y anchura pueda sustentarse en el ayre. Del maestro que la hizo, cuentan los antiguos por tradicion, que despues de acabada, para quitarle las cindrias, se fue a esconder en parte que no se tuviesse noticia del por si al descindriarla se venia al baxo; pero fue Dios servido que pudiesse el arte aun mas de lo que pudo asegurar el mesmo Artifice”.

Como sabemos el Cimborrio se encuadra dentro de la Arquitectura tardo gótica. La historia de su construcción y datación es bastante confusa y presenta bastantes lagunas. Se cree que, en su inicio, se trataba de un único cuerpo construido en piedra y con cubierta de madera.

Encontramos distintas hipótesis sobre su origen. De entre ellas destacamos la de Segura de Lago que le atribuye la obra a Nicolás de Autún y establece como fecha de inicio de construcción 1370. Sanchis Sivera indica que la obra es llevada a cabo por Martín Llobet y pertenece a 1430. Orellana atribuye la obra a un tal Milo ó Nilo, personaje que ejecutó cuatro obras en la ciudad de Valencia, atendiendo a M ó N la correspondiente a las Torres de Serranos, la I refiriéndose al Cimborrio, la L al Miguelete y la O de San Juan, estableciendo 1404 como fecha de inicio de construcción del Cimborrio.

1.3 EL CIMBORRIO, SUS LEYENDAS Y DUDAS

4
Descripción que aporta Street, sobre la palabra Cimborrio en el Glosario de términos técnicos de arquitectura y artes afines en su libro *La Arquitectura Gótica En España* de 1926, 554

_ f.1.15, p.41

(Teixidor, 1767, 227)

(Orellana, 1924, 539)

Según Julian V. Magro y Moro:

(Magro, 1985, 96)

“...De hecho existen pruebas de que a mediados del siglo XIV existía un cimborrio, pues el obispo Vidal de Blanes, prohíbe arrojar en 1356 los “truenos” que con motivo de la fiesta de Pentecostés se arrojaban con ballesta, por el efecto negativo que tenían las explosiones en la estructura del cimborrio. A partir de 1380 son numerosas las anotaciones que encontramos sobre reparaciones hechas en la terraza, en la escalera de acceso, para limpieza de las gárgolas... ”.

Joan Gavara considera que el Cimborrio de dos pisos es obra de inicio del siglo XIV, al comparar los nervios de las Ojivas de la Sala Capitular del exconvento de Santo Domingo de 1303 con los del Cimborrio, deduciendo que las obras de Martí Llobet son de refuerzo.

A pesar de la gran riqueza documental de la que dispone el archivo catedralicio no ha sido posible concretar una fecha ni aclarar las dudas a cerca de su construcción.

Esta incertidumbre en relación a la fecha de construcción queda plasmada en los viajes realizados por el arquitecto Street, durante los años 1861 al 1863, donde explica las riquezas arquitectónicas encontradas en nuestro país, centrándose en el Cimborrio del que dice:

(Street, 1926, 284)

“Aunque la linterna o cimborio se asemeja, en muchos particulares, a la fachada norte del crucero, indudablemente es de época algo posterior y constituye uno de los más hermosos ejemplares que de su clase hay en España; Mr Ford dice que se construyó en 1404, pero no he podido averiguar los fundamentos de su aserto [Madoz adopta la misma fecha (dicc. Geográfico)]. Quizá sea exacto, pero yo me inclinaría a proponer una fecha algo más temprana”.

Las dudas en relación al autor quedan recogidas en las palabras de Orellana:

(Orellana, 1924, 556)

“...y solo añadido aquí en obsequio de su Artífice, sea quien fuese, que aunque el nombre que le damos de Samboriet, huele por diminutivo á cosa pequeña, era, y aun es, obra de todas maneras grande, por su mucha maestría”.

El Cimborrio apoya sobre cuatro pilares y cuatro arcos torales apuntados, de los que se intuye un marcado estilo gótico. En la actualidad sólo es posible apreciar la realización de Antonio Gilabert (1774) durante el periodo academicista. Se trata de pilares con basas de piedra natural de color negro, marrón y blanco. Fuste revestido de estuco blanco en tono rosa marmóreo en la parte central. Sobre los pilares apoyan arcos revestidos de estuco blanco y decoración en dorado. Desde los arcos arranca un prisma de planta octogonal. El cambio de geometría se resuelve por medio de cuatro trompas cónicas a partir de nervios rebajados.

“Tiene dicho Simborio de elevación cerca de 200. palmos, y en su remate, ó linterna, á la parte de fuera una Campanilla, ó Cimbaillo vulgarmente llamada la campana del Samboriet”.

El cuerpo prismático octogonal⁵, de 19,20 m de altura y 6,23 m de lado exterior, está configurado por dos niveles superpuestos de gran semejanza, siendo el primer nivel de menor altura. Esta diferencia de proporciones entre niveles es la característica que sugiere la posibilidad de que se realizara en dos etapas diferentes.

Los cerramientos están resueltos por medio de amplios ventanales, de seis entremaineles, que ocupan todo el ancho del lado del octógono con columnas de arcos lobulados y tracería. Esta decoración con una geometría muy compleja se repite alternando los alzados. En el cuerpo superior se mantiene el mismo esquema pero con diferencias muy sutiles, una de ellas es el giro aplicado a la tracería sin variar su geometría. Este segundo cuerpo queda rematado por gabletes sobre las columnas.

Estas tracerías aseguran las placas de alabastro que sustituyen a las antiguas vidrieras medievales y que han sufrido continuas intervenciones de mantenimiento.

La cubierta del Cimborrio, está resuelta con un caso muy particular de bóveda de ocho nervios de sillería moldurada apoyada sobre segmentos de arcos ojivales que nacen desde el primer cuerpo, a la altura de la cornisa. Se corresponde en la planta con las diagonales definidas por el octógono que convergen en el anillo que configura la gran clave central. La disposición del ladrillo en estas bóvedas se realiza con plementería a “plec de llibre”, según hiladas horizontales y ascendentes con rampante inclinado. Esta disposición es la misma que la empleada en las bóvedas del resto de las naves del templo.

Si bien estas características de esbeltez y ligereza unidas a la ausencia de estribos han convertido el Cimborrio en una obra de “suma maestría” también han provocado la necesidad de continuas y constantes intervenciones, todas ellas recogidas en el Libro de obras del archivo de la catedral. De entre todas estas intervenciones se ha diferenciado entre las que son constructivas y de reparación de las que son estructurales.

DESCRIPCIÓN

_ f.1.21, p.47

_ f.1.16, p.42 / f.1.17, p.43

(Orellana, 1924, 557)

5
Consultar Anexo.
Dimensiones generales según levantamiento geométrico con la técnica del Escáner Láser:

Altura del tambor 19,20 m
Altura Primer cuerpo 8,23 m
Altura Segundo cuerpo 10,56 m
Lado interior 4,93 m
Lado exterior 6,23 m
Flecha a la clave_ 10,40 m
Altura total 39,00 m

_ f.1.14, p.40

_ f.1.18, p.44

(Escolano, 1610, c. 893)

INTERVENCIONES CONSTRUCTIVAS Y DE REPA- RACIÓN

6

Lo viejo del Cimborrio, haciendo referencia al primer cuerpo del Cimborrio.

7

Un penell es un dispositivo generalmente metálico, instalado normalmente sobre una terraza en un punto elevado, compuesto de un elemento rotativo sobre un eje vertical fijo que permite que se mueva según la dirección del viento.

(ACV, 1478, fol. 29 v.)

En este apartado nos centraremos en aquellas intervenciones que son fundamentalmente de reparación. Han sido recopiladas por su cronología desde la aparición de los libros de obra en 1380. En esta fecha el maestro Luis Amorós intervino en las cubiertas, la actuación consistió en colocar maderas destinadas a servir de suelo para la techumbre exterior así como trabajos realizados en la escalera de madera para poder acceder a dichas cubierta y realizar labores de limpieza en gárgolas. En 1383 se derrumban cuatro ventanas como consecuencia del fuerte viento, en 1392 se reparan tres ventanales debido también al viento. En 1396 se construye un talador para desmontar las maderas de la cubierta del Cimborrio y volver a colocar unas nuevas. En 1397 como consecuencia de un terremoto se tuvieron que cambiar y volver a poner algunas piedras en los arcos, que estaban sueltas. Se actuó también sobre las vidrieras que configuran los paramentos pertenecientes al segundo cuerpo, volviendo a actuar sobre ellas en 1432 como consecuencia de un vendaval.

En 1404 se hacen trabajos de reforma construyéndose un andamio que parece marcar el inicio de las obras que darán como resultado el actual Cimborrio. Es por ello que en 1424 se empieza a hablar de dos cuerpos en relación a la compra de madera destinada a “lo vell del cimborri”⁶. En 1430 se terminan las obras dirigidas por Martín Llobet quien remató la clave de la bóveda y el ornato interior y exterior.

En 1436, en la noche de San Dionisio, se produce un incendio como consecuencia de los fuegos artificiales que por tradición se venían lanzando desde el Cimborrio. Afectó no sólo a la techumbre del Cimborrio sino también a los tejados de la Seo, así como a el penell⁷ de madera que tuvo que ser sustituido aunque era renovado frecuentemente por las inclemencias del tiempo.

“fon feyt regoneixer als Mestres de la seu quin mal sa era fet en lo dit cembori e fonch trobat que hi havien una forma desparejada e gran risch de caure e fon per ells concordat que aquella de fet fos reparada e mesa apunt en totes les altres formes de cercle alt del dit cembori e que totes se empostassen de nou.”

En 1581 como consecuencia de las intensas lluvias se realizan reparaciones en la cubierta a cargo de Luís Gurrea. Definitivamente en 1698 debido al desprendimiento de hierros y piedras, el cabildo ordena que se construya un tablado -elementos de atirantamiento que son visibles en las molduras de separación de los dos cuerpos- para evitar la caída de las piezas sobre los fieles.

Será en 1731 cuando se realicen operaciones de mantenimiento en la terraza del Cimborrio, a cargo de José Navarro. Se cambiaron las gárgolas por ocho canalillos de cobre y se sustituyó la terraza anterior por una de teja. Se construyó el campanil de piedra, se picaron y renovaron los enlucidos interiores de las bóvedas y

de los arcos y se sustituyeron las tracerías y maineles del segundo cuerpo, que era el más dañado, también todas las necesarias del primer cuerpo. Además se sustituyeron las vidrieras por placas de alabastro, se construyó una escalera de caracol pentagonal para acceder a la terraza. Debido a la desconfianza en la estabilidad del Címborio no se remató el segundo cuerpo, para evitar el aumento de carga, en palabras de Orellana:

_ f.1.13, p.33 / f.1.15, p.41

“Dicho címborio, siendo una pieza ochavada de excelente maestría, le ha rebajado el mérito de haberle añadido sobre la cornisa de cada uno de los ocho ángulos rectos una columna como estribo del resto de la fábrica superior (diligencia que se practicó años pasados), porque receló tal vez la ignorancia que viniera abajo una mole que al mismo tiempo tenía y tiene bien acreditada su robustez y permanencia”.

(Orellana, 1924, 539)

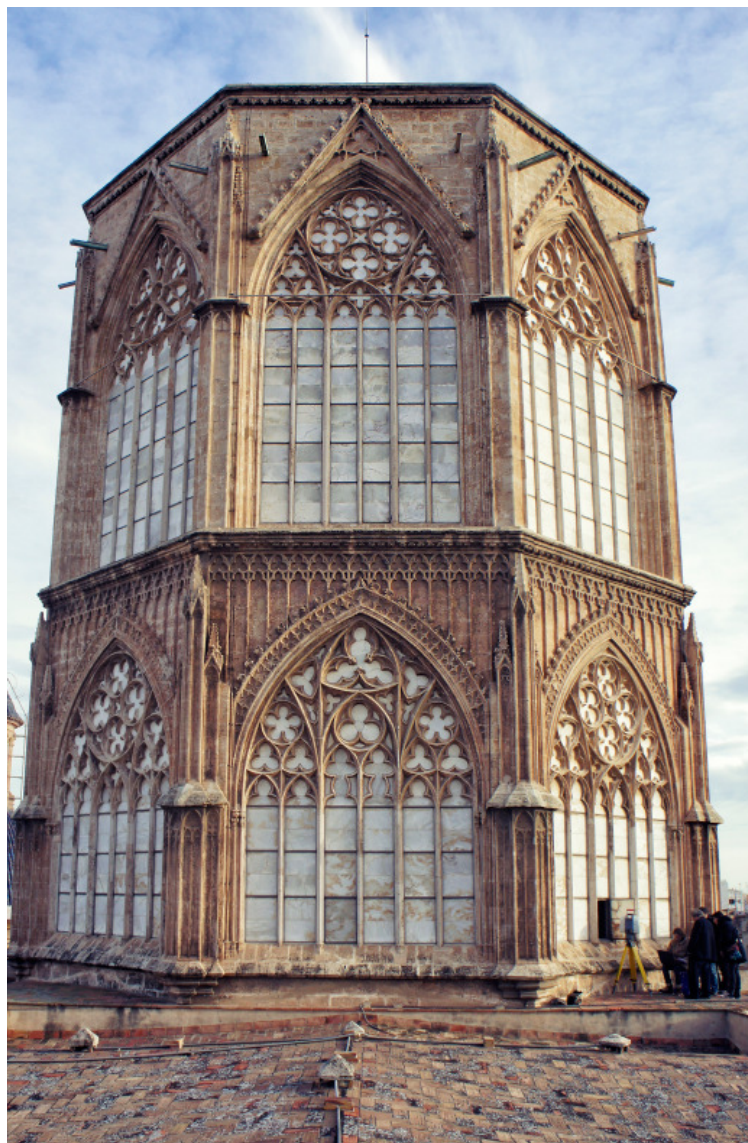
En la actuación llevada a cabo por Joaquín M^a Calvo en 1863 se adosaron barras de hierro forjado que, actuando como entramado reciben las nuevas placas de alabastro. Se considera que los daños en los ventanales son consecuencia de la presión del viento.

Las dudas en relación a la estabilidad del Címborio se reflejan en multitud de intervenciones, por ejemplo en 1919 Francisco Mora colocó un zuncho de hierro forrado de ladrillo a la altura de los ventanales del segundo cuerpo, como elemento de atado perimetral. En 1978 Ramiro Moya interviene de nuevo en los ventanales, pero esta vez las piezas de alabastro se refuerzan por medio de marcos de acero inoxidable. Además intervino en la eliminación del zuncho de 1919 y lo sustituye por un tirante circular de diámetro 30 mm.

_ Documentación Fotográfica,
p. 114

1.14_
Vista exterior del Cimborrio de
la Catedral de Valencia

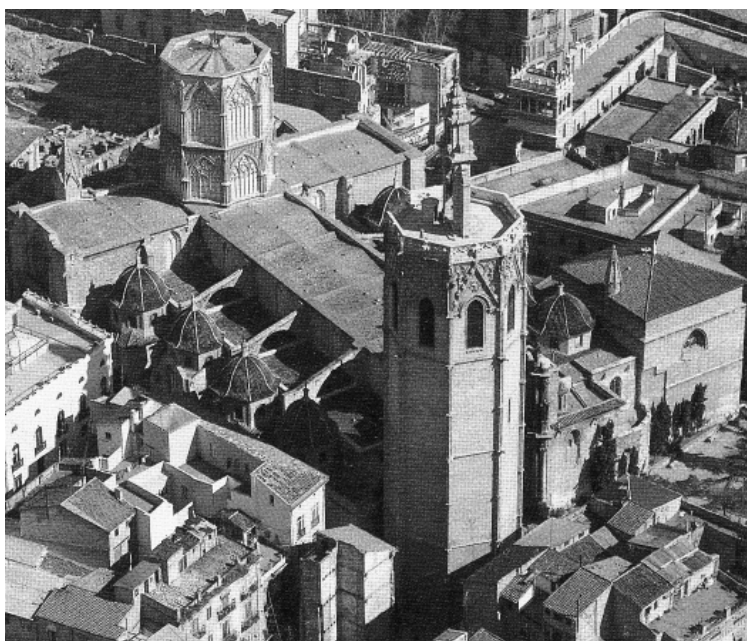
Fotografía de la autora
Fecha_ Diciembre 2011





1.15
Vistas exteriores del Cimborrio
y de las cubiertas de la Cate-
dral.

(Berchéz, 1995, 4-41)



1.16_
Vista interior del Cimborrio y
ábside de la Catedral de Va-
lencia

Fotografía de la autora
Fecha_ Diciembre 2011





_1.17
Planta cenital del Cimborrio
de la Catedral de Valencia

Fotografía de la autora
Fecha_ 2012

1.18_

Vista interior del Cimborrio y
de las bóvedas del conjunto
catedralicio

Fotografía de la autora
Fecha_ Diciembre 2011





_1.19
Obra nova

Intervención_ Salvador Vila.
Fotografías de la autora
Fecha_ 2014



1.20_

Imágenes interior Catedral de Valencia

Se aprecia la remodelación del espacio interior, llevada a cabo por Antonio Gilabert, por medio de un estilo clasicista se pretende conseguir un lenguaje unitario.

Cedidas_ Tirso de Ávila
Fecha_ 1969



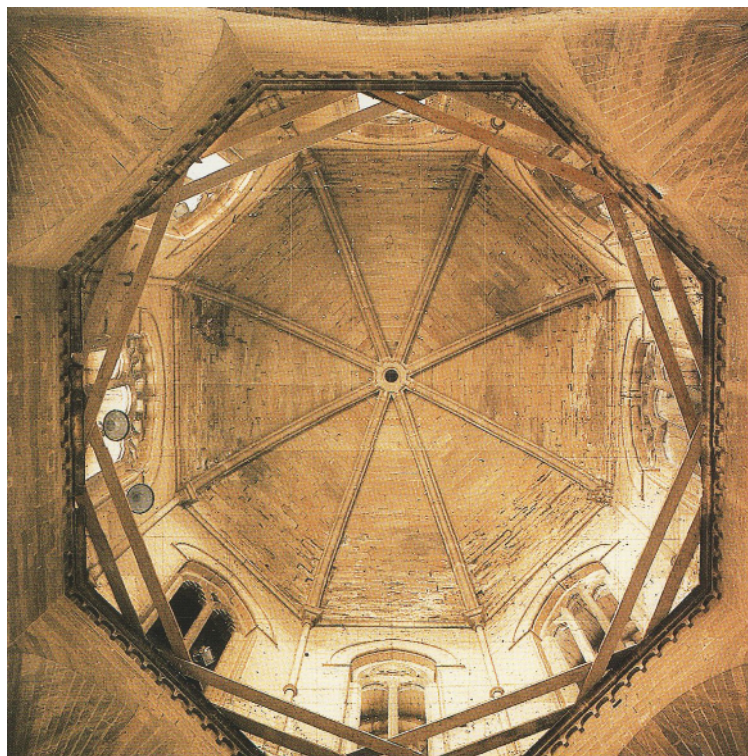


_1.21
Imágenes interior Catedral de
Valencia

Resultado de la intervención
clasicista en el interior del
Cimborrio.

Cedidas_Tirso de Ávila
Fecha_ 1969

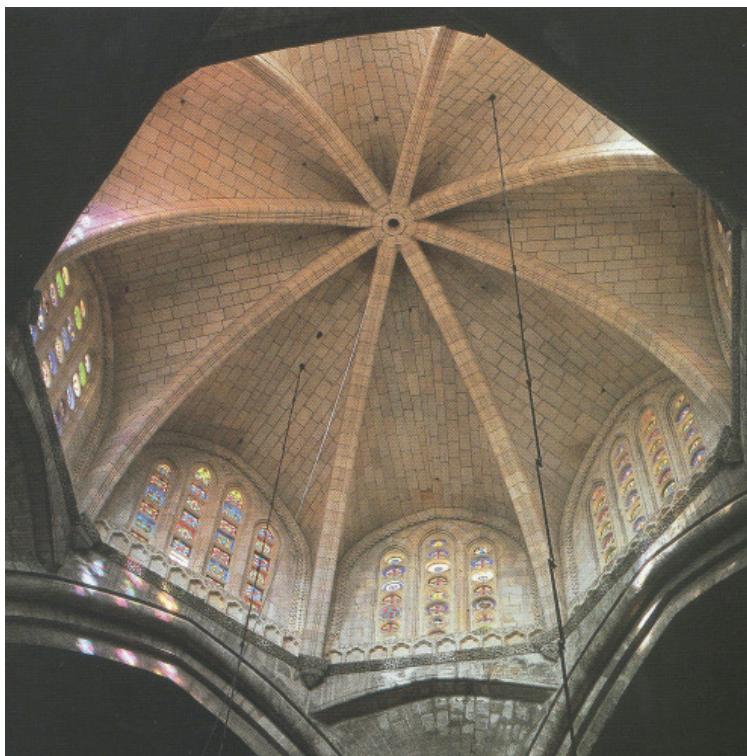
A continuación se recopilan imágenes de los Cimborrios de las Catedrales de Lérida, Tarragona, Burgos, Tarazona y Barcelona.



1.22_
Vista exterior e interior del
Cimborrio de la Catedral de
Lérida

(Bracons, 2002, 79-85)





_1.23
Vista exterior e interior del
Cimborrio de la Catedral de
Tarragona

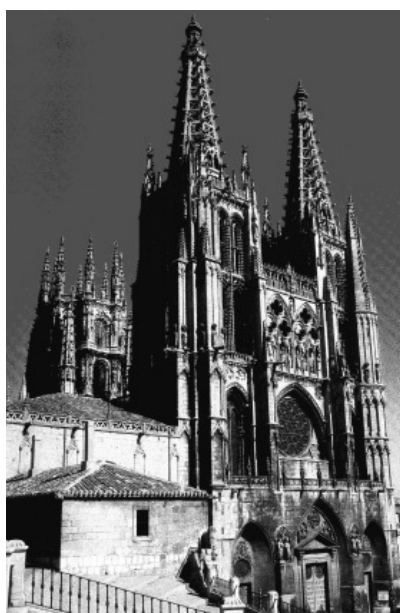
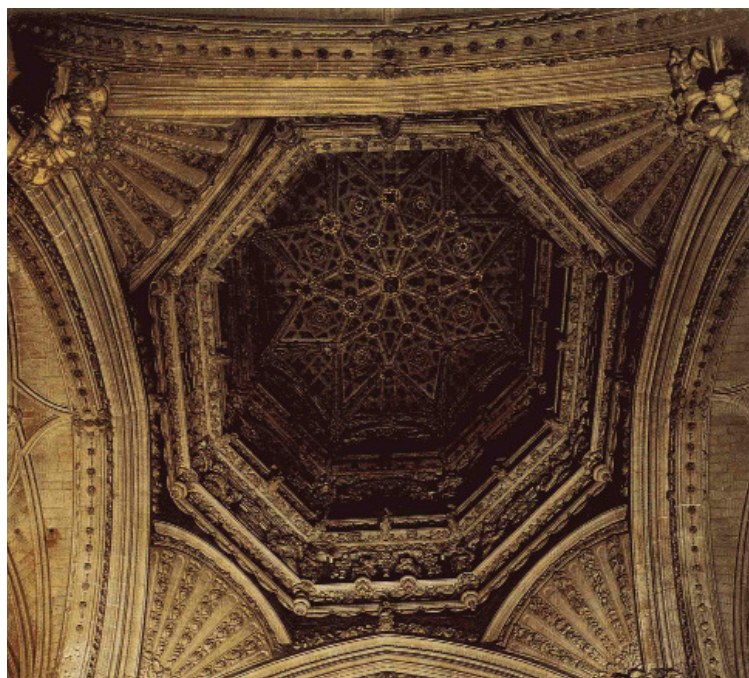
(Bracons, 2002, 64-73)

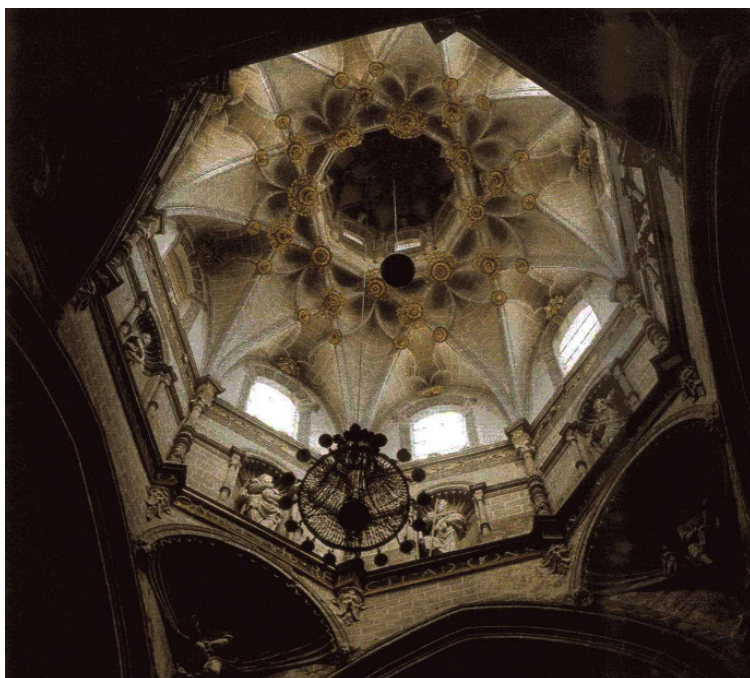


1.24_

Vista exterior e interior del
Cimborrio de la Catedral de
Burgos

(Navascués, 1986, 133)





1.25
Vista exterior e interior del
Cimborrio de la Catedral de
Tarazona

(Navascués, 1986, 62)



1.26_

Vista exterior e interior del
Cimborrio de la Catedral del
Barcelona.

Fotografía superior de la au-
tora.

Fotografía inferior (Navascués,
1986, 274)



Las intervenciones recopiladas en este apartado se centran en aspectos estructurales. Las de mayor envergadura se refieren al Címborio, puesto que es el elemento, dentro del conjunto de la Catedral, que más problemas constructivos y estructurales ha mostrado. Es esta una de las razones que motivan un análisis exhaustivo de su estructura, de forma que se puedan aclarar cuáles son las causas de esos problemas.

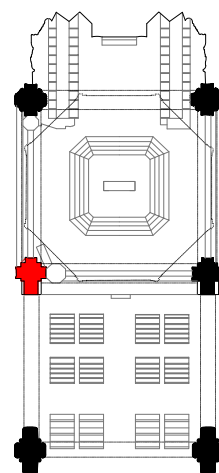
Es a partir de 1660 cuando se producen las intervenciones estructurales de mayor envergadura, relacionadas con los pilares principales de sustentación del Címborio.

La primera intervención fue llevada a cabo por el arquitecto Pablo Albiniano de Raxas, centrando su atención en el pilar situado en el encuentro entre la nave del evangelio y el crucero dónde se observaron graves grietas. Intervención de gran complejidad técnica que consistiría en el apeo de los arcos torales que definen el Címborio. Para proceder a la sustitución del pilar dañado y garantizar una correcta transmisión de cargas al terreno. Obra que sería un precedente para la realizada en la Catedral de Milán trescientos años después. Esta intervención fue recogida por Marcos Antonio de Orellana en el siguiente texto, escrito por el abate D. Manuel Lassala en 1778. Se relacionan dos intervenciones, por un lado se hace referencia a la anteriormente comentada, sobre el pilar del evangelio -pilar de la izquierda-, y además se refiere a la actuación de 1774, en la que se intervino en el pilar de la epístola -pilar de la derecha-:

“... Es digno de escriturarse el conflicto en que nos vimos, y se vio el Cavildo por el citado año 1774 ó poco antes que se comenzara en ese la renovación de la Iglesia. Pero es de suponer antes que ya en la centuria pasada se advirtió algo débil, ó aquebrazado uno de los quatro machos, ó pilastras principales del crucero, y que como estribos sostienen la elevada fabrica del Simborio (era el pilar, ó macho que confronta con el pulpito de San Vizente Ferrer; por otra seña, el segundo á mano derecha bajando del Presbiterio acia el Coro) y habiendole falcado, y compuesto (segun se dice, por direccion del Padre Pablo Albiniano de Raxas Jesuita) se serenó todo recelo, continuando con la permanencia, en acreditar dicho Simborio la robustes de su fabrica. Muy semejante fue el caso de nuestros dias... no dexó de consentirse la pilastra (no la que flaqueó la centuria pasada, si su colateral, la segunda á mano izquierda bajando del Presbiterio, que es la que esta frente del Pulpito, en que aora se predica); puso en consternacion á todos, amagando una formidable ruina con el peligro de venir alvajo (sic) la grande mole del Simborio. Para precaver el daño, se erigió hasta el arco toral una considerable peaña, ó maquina de maderos bien travados, y robustos, suficientes á sostener la mole del Simborio, de modo que no sufriera de lleno el peso el macho que se veia quebrantado, y débil, falcose este dando la robustes que le faltaba...”

1.4 INTERVENCIONES ESTRUCTURALES

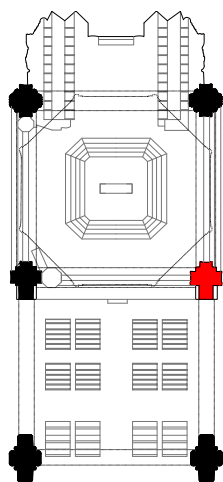
Plano de situación del pilar del evangelio.



f.1.20, p.46 _

f.1.21, p.47 / f.4.30, p.123 _

Plano de situación del pilar de la epístola.



(Berchez, 1987, 121)

f.4.5, p.96 / f.4.6, p.97 _

p.106 - p.110 _

54

En la segunda intervención de 1774 se emprende la remodelación del espacio interior de la Catedral por Antonio Gilabert, director de la sección de Arquitectura de la Academia de San Carlos. Con la intención de conseguir un lenguaje unitario para el dispar conjunto catedralicio, se transformó a un estilo clasicista que abarcaba el forrado de arcos, bóvedas y columnas. Comenzando por el Címborio y el crucero, se extendió por las capillas y las naves próximas al crucero, incluyendo el coro y el trascoro y rematando las capillas pertenecientes a los últimos tramos así como la girola.

Más detalladamente en cuanto afecta al Címborio, supuso la adición de columnas y pedestales a los pilares, se forraron los arcos torales con arcos de medio punto. Se extiende en altura plasmándola en la decoración de las trompas con las figuras labradas de los cuatro evangelistas. También se coloca una barandilla metálica en arranque y remate del primer cuerpo generando un estrecho corredor, sin llegar a intervenir en el segundo cuerpo ni en las tracerías góticas de los ventanales.

Durante esta intervención y debido a los daños ocasionados por el agua de la lluvia se decidió construir las nuevas cubiertas de teja de la Catedral, a dos vertientes para paliar las filtraciones. De este modo, se utilizaron las cubiertas originales como suelo de las nuevas.

En el transcurso de la obra se detectaron grietas en el pilar de la nave de la epístola recayente a la nave principal. En un principio se planteó la intervención exclusivamente de la zona dañada, siendo finalmente intervenido en toda su altura. Se recreó la sección resistente por medio de un prisma de piedra adosado a los pilares góticos que, posteriormente, sería forrado con el acabado neoclásico. Se apean los dos arcos torales sobre cuatro pilares de ladrillo, unidos mediante vigas de madera.

Esta intervención queda reflejada en las actas de la academia donde se escribe que Antonio Gilabert hizo "el arriesgado pensamiento de sostener por medio de pilares provisionales uno de los cuatro ángulos que mantienen su magnífico y elevado cimborrio, mientras se hacía de nuevo el poste correspondiente".

La tercera actuación se realizó en 1976. Se desmontaron las cubiertas de teja realizadas durante la actuación neoclásica y se actuó sobre la cubierta original reforzándola por medio de un zuncho perimetral de hormigón y una losa armada.

La actuación más importante se centra en la cimentación de los pilares del evangelio y de la epístola, donde se habían observado asentamientos. Se realizó un recalce y la construcción de vigas de hormigón armado a modo de acodalamiento en cimentación. Estas vigas actuaron como apoyo para los muros de fábrica que se construyeron para apean los arcos torales.

La intervención en el Cimborio se centra en varios aspectos algunos de menor relevancia relacionados de nuevo con tracerías, maineles y placas de alabastro. Se eliminó el zuncho de hierro, instalado por Francisco Mora en 1919, y fue sustituido por un tirante de acero circular de diámetro 30 mm.

_ f.4.19, p.114

Se realizó un zunchado en tres niveles. El primero se situó en el primer balcón a la altura de las trompas, mediante una viga de acero IPE-260, anclada al cerramiento por medio de pernos. Cegando en este mismo nivel los pasos que permitían el recorrido de la balconada, por medio de costillas de hormigón armado. El segundo zunchado se realizó a nivel de la balconada de recorrido del segundo cuerpo, se emplearon también vigas de acero, en este caso UPN-220. Finalmente el tercer nivel de actuación fue en la cubierta, que se remató por medio de dos zunchos de hormigón armado perimetrales en la coronación del cerramiento y en el óculo. Además se colocaron unos zunchos para unir los dos anteriores, que apoyan sobre las costillas de fábrica de ladrillo que arrancan desde los nervios de piedra. Finalmente todo el conjunto se reforzó por medio de una losa de hormigón armado en el trasdós de las bóvedas.

_ p.111 - p.121

En el interior, la intervención se centró en la eliminación del revestimiento neoclásico y la reparación de elementos afectados. En el exterior se elimina el volumen de la escalera de caracol de acceso a la cubierta siendo sustituido por una metálica, de menor impacto visual.

En 1936, como consecuencia de la guerra civil, se produjo el incendio en la Catedral que causó daños en la capilla de S. Pedro, en el antigua Aula Capitular y en otras dependencias, permaneciendo cerrada hasta 1939. En 1940 en manos de Vicente Traver Tomás se realizaron operaciones de restauración de todos los desperfectos ocasionados por la guerra. Esta intervención se prolongó hasta los años sesenta, siendo en 1966 cuando se restauró la puerta de los apóstoles.

_ Documentación Fotográfica,
p. 93

Estas actuaciones marcaron el inicio de una preocupación por la recuperación de la primitiva catedral gótica, esta búsqueda de identidad será conocida como la "repristinación" y se extiende hasta nuestros días.

Un ejemplo claro de ello es la fundación de la Luz de las Imágenes, con sede en la ciudad de Valencia, cuyo objetivo es la recuperación, intervención y difusión del patrimonio histórico-artístico valenciano. Con motivo de su inauguración se realizaron una serie de actuaciones que abarcaban desde la restauración de la portada barroca y de la portada románica hasta las reparaciones sobre el añadido neoclásico de la girola y de las capillas absidiales, así como la electrificación, iluminación y climatización del aula Capitular, limpieza y restauración de los altares del crucero, de las capillas de la nave de

1.5 REPRISTINACIÓN DE LA CATEDRAL

f.1.16, p.42 _

f.1.19, p.45 _

la epístola, de la nave del evangelio y de las capillas de S. Sebastián y de la Trinidad.

En 2005 se realizan obras a cargo del arquitecto Salvador Vila consistentes en: recuperación de las pinturas renacentistas del ábside, ocultas bajo la bóveda barroca del presbiterio (arquitecto Juan Pérez Castiel, 1674), recuperación de la cubierta plana de la girola, intervención en el Reconditorio, actuación en la capilla de San Pedro (2012), e intervenciones centradas en la fachada de la girola y en las cubiertas de los absidiolos, que han sido finalizadas recientemente.

Las futuras intervenciones se centrarán en las fachadas, cubiertas e interior de las capillas y pasadizo a la Sala del Santo Cáliz así como en el pavimento de la Puerta de los Hierros. Restauración y recuperación del volumen gótico de la fachada recayente a la calle de la Barchilla, y obras de menor importancia como retirar los árboles adosados al Miguelete que impiden visualizar la capilla inmediata a la torre, en definitiva todas estas actuaciones buscan la recuperación del Gótico oculto de la Catedral de Valencia.

Actualmente las obras se encuentran en fase de colocación del andamiaje para la restauración del tramo de fachada recayente a la plaza de la Reina, limitado por la puerta de los Hierros hasta la fachada del Santo Cáliz. En esta actuación se pretende recuperar el ventanal gótico, situada a media altura, tomando como ejemplo otra similar también diseñada por Pere Compte en la Lonja.

1.6
FICHA CRONOLÓGICA



A modo de resumen se plantea una ficha cronológica de aquellas fechas más significativas que recogen hechos de carácter histórico, fenómenos naturales, constructivos, estructurales, acaecidos en el Conjunto catedralicio. Cada fecha es acompañada por una letra que clasifica el hecho documentado. Por medio de un punto se destacan los que están relacionados con el Cimborrio. Entre paréntesis se destacan aquellas fechas que indican contradicciones, puede observarse esta situación en relación a la fecha de inicio de construcción del Cimborrio. Es interesante destacar las relaciones entre los fenómenos naturales y el hecho constructivo o estructural. Esta clasificación se realiza atendiendo a:

Histórico_	H
Fenómeno natural_	F
Constructivo_	C
Estructural_	E
Cimborrio_	●

XIII

Consagración del Templo por Fray Andrés de Albalat el 9 de octubre.

_1238 H

Fundación de la Catedral, colocación de la primera piedra.

_1262 C

Arnau Vidal maestro de obras.

_1268 C

Construcción de las capillas.

_1287 C

XIV

Nicolás de Ancona maestro de obras.

_1300 C

Inicio de la construcción de la Puerta de los Apóstoles.

_1303 C

El obispo Vidal de Blanes prohíbe arrojar desde el Cimborrio los "truenos" con ballesta por la fiesta de Pentecostés.

_1356 H

Andrea Juliano maestro de obras.

_1358 C

Inicio de la construcción del Cimborrio (investigaciones de Joan Gava-
ra indican que se construye en los primeros años del Siglo XIV).

_1370 C (1404) ●

Luis Amorós obras de reparación y mantenimiento de la terraza
Aparición de los libros de obra.

_1380 C

Andreu Julià construcción del Miguelete.

_1381 C

Terremoto.
Intervención en las piedras de los arcos y en las vidrieras del Cimborrio.

_1396 FC ●

XV

- **C 1404 (1370)_** Construcción de un andamio y trabajos de reforma, se considera que estas obras pertenecen a la construcción del segundo cuerpo. Se trabaja en reparaciones del penell o veleta de madera sustituidos por piezas metálicas, como consecuencia del viento. Inicio de la construcción del Cimborrio (según Ford y Orellana).
- **C 1416_** Se remata el segundo cuerpo del Cimborrio (aunque existen opiniones contrarias como la de Sanchis Sivera).
- **C 1422_** Pere Balaguer recompone el Cimborrio.
- **C 1430_** Martín Llobet coloca la clave que cierra la bóveda del segundo cuerpo, (otras fuentes indican que lo que hizo fueron obras de reparación y ornamentación pero no se refieren a la construcción del segundo cuerpo).
- **FC 1432_** Vendaval. Obras de reparación causadas por el viento.
- **HC 1436_** Incendio debido a lo fuegos artificiales por la fiesta de San Dionisio, viéndose afectada no sólo su techumbre sino los tejados de la Seo, incluyendo el penell.
- **C 1440_** Francesc Baldomar empieza a construir el primer tramo de los pies, conocida como Arcada Nova.
- **C 1480_** Pere Compte finaliza las obras de la Arcada Nova.

XVI

- **C 1566_** Miquel Porcar construcción de la "Obra nova", obra nueva de la Catedral.
- **FC 1581_** Intensas lluvias. Luis Gurrea intervención en los desperfectos ocasionados por las lluvias.

XVII

- **C 1631_** Colocación del cimbalillo.
- **E 1660_** Pablo Albiniano de Raxas primera intervención estructural en el pilar del lado del evangelio recayente a la nave principal (pilar izquierdo).
- **C 1661_** Construcción del archivo y de la biblioteca.
- **E 1663_** Finalización de las obras de reparación del pilar del evangelio.
- **C 1695_** Construcción de los anexos que configuran prácticamente el estado actual de la Catedral.

Juan Bautista Pérez intervención barroca en el presbiterio.	_1674 C	●
Se produce la caída de piedras y hierros desde el Címborio, esta patología queda documentada a partir de esta fecha y se va repitiendo en diversas ocasiones, el cabildo ordena que se construya una protección de madera para evitar la caída sobre los fieles.	_1698 C	●
XVIII		
Konrad Rodulf construcción de la portada Barroca.	_1703 C	
Tomás Vicente Tosca estudio del Címborio en su Tratado de arquitectura.	_1712 EC	●
José Navarro reparaciones y enlucidos del Címborio y construcción del campanil de piedra.	_1725 C	●
Construcción de la escalera de caracol pentagonal de acceso a la terraza del Címborio, adosada a un contrafuerte.	_1727 C	●
José Navarro operaciones de mantenimiento en la terraza del Címborio, reparación de la cubierta del campanil, picado y renovación de los enlucidos interiores de las bóvedas, de los arcos, paramentos de piedra, demolición y sustitución de tracerías y maineles del segundo y del primer cuerpo.	_1731 C	●
Finalización de la portada Barroca.	_1741 C	
Terremoto en Valencia	_1748 F	
Construcción de las cubiertas a dos aguas como consecuencia de la penetración de agua.	_1773 C	
Antonio Gilabert intervención neoclásica, remodelación del crucero y del Címborio, adición de columnas con pedestales. Los arcos torales se doblan con arcos de medio punto y a los pilares se les adosa un recrecio de fábrica de ladrillo pasando de una sección circular de las pilas a una sección rectangular.	_1774 C	●
Antonio Gilabert intervención en el pilar del lado de la epístola (pilar derecho) sustituyéndolo en toda su altura.	_1777 EC	●
XIX		
Bombardeo de los franceses, se destruye el muro que cierra la parte norte de la catedral, correspondiente con la Obra Nova.	_1808 HC	
Construcción de un nuevo muro de ladrillo desde la Obra Nova hasta la nueva Sala Capitular.	_1815 C	

- **C 1863_** Timoteo Calvo realiza un zunchado en el Cimborrio.
Joaquín Calvo obras de renovación de todas las piezas de alabastro del segundo cuerpo, refuerzo de los maineles por medio de la incorporación de barras de hierro forjado en sentido longitudinal y otras transversales a modo de entramado, donde se encajan las placas sustituidas de alabastro.
- XX**
- **C 1919_** Francisco Mora, instalación del zuncho metálico IPE a la altura del segundo cuerpo.
- H 1931_** La Catedral es nombrada monumento Histórico Artístico.
- H 1936_** Durante la guerra civil se produce un incendio en la capilla de S. Pedro, afectando al aula Capitular vieja y de algunas dependencias, se cierra la Catedral.
- C 1940_** Vicente Traver Tomás, reforma del coro y del presbiterio como consecuencia de los daños ocasionados por la guerra civil.
Inicio de lo que posteriormente se conocerá como Repristinación de la Catedral.
- C 1944_** Alejandro Ferrant Vázquez, reforma en la sacristía y antesacristía debido al incendio de la guerra civil.
- C 1952_** Rafael Martínez Higuera, obras en las cubiertas del tercer tramo central del primitivo templo gótico.
- 1957 C (1967)_** Alejandro Ferrant Vázquez, restauración de la Portada de los Apóstoles.
- C 1959_** Alejandro Ferrant Vázquez, restauración de la vidriera del rosetón del brazo norte del crucero.
- C 1961_** Vicente Traver Tomás, intervención en el museo catedralicio, en el antiguo vestuario canonical.
- C 1963_** Alejandro Ferrant Vázquez restauración del ventanal sobre la Puerta del Palau.
- C 1964_** Alejandro Ferrant Vázquez, restauración del ventanal gótico de la fachada suroeste de la Capilla del Santo Cáliz, derribo de las capillas góticas y de la pared que oculta la fachada de la capilla.
- C 1967 (1957)_** Restauración de las Puerta de los Apóstoles.
- C 1968_** Alejandro Ferrant, trabajos en el interior de restauración de la decoración de la nave central y de las laterales.
Alejandro Ferrant Vázquez, estudios del revestimiento neoclásico para recuperar la obra gótica.

Luis Gay, proyecto de demolición de edificaciones anexas, a las capillas laterales recayentes a la calle del Miguelete (Ministerio de Fomento A.R.S.G.A)

Traslado de la sillería del coro al Aula Capitular Nueva al desmontar los órganos de la segunda tramada de la nave principal
Proyecto de restauración en las cubiertas y exteriores de la Catedral (Ministerio de Fomento A.R.S.G.A)

_1972 C

Alejandro Ferrant Vázquez, obras de reparación por desprendimientos en el interior de la Capilla del Sagrario

_1973 C

Alejandro Ferrant Vázquez, descubrimiento de los arcos que dividen las naves.
Proyecto de obras complementarias de ordenación de fachadas y cubiertas. (Ministerio de Fomento A.R.S.G.A)

_1974 C

Ramiro Moya y Francisco Pons, intervención en el Címborio, eliminación del revestimiento neoclásico, reparación de nervios, maineles y tracerías de cantería, sustitución de las piezas de alabastro enmarcándolas en perfilera de acero inoxidable, sustitución de la escalera maciza por una escalera circular de anillos de acero.
Intervención en la cubierta en la que se trasdosan las bóvedas con una losa de hormigón armado y se zuncha perimetralmente la coronación del cerramiento y de la linterna.

_1976 C

•

Restauración de paramento exterior con finestrals de la nave principal y consolidación de los arbotantes.
Recalce de la cimentación, apeo de tres de los cuatro arcos torales sobre muros de ladrillo, restauración de los dos pilares recayentes a la nave principal, reparando su sección resistente.
Fernando Chueca Goitia y Luis Gay Ramos, restauración de dos tramos de la nave mayor y de las capillas neoclásicas.
Proyecto de ordenación de la Capilla Mayor y obras complementarias.

_1978 C

Fernando Chueca Goitia y Luis Gay Ramos, restauración de ventanales y vidrieras, limpieza de la bóveda perteneciente al cuarto tramo de la nave lateral del lado de la Epístola, restauración de tres capillas.

_1979 C

•

Ramiro Moya y Luis Gay, proyecto de restauraciones en el Miguelete, finalizada por Miguel Angel López Miguel. (Ministerio de Fomento A.R.S.G.A)

_1981 C

Fernando Chueca Goitia, obras de restauración en la fachada barroca y terminación de obras en el interior del Templo.
Proyecto de restauración de las cubiertas de la girola y archivo. (Ministerio de Fomento A.R.S.G.A)

_1982 C

Ramiro Moya y Francisco Pons-Sorolla, proyecto de restauración de contrafuertes y zonas esculturales de la Capilla de la Trinidad. (Ministerio de Fomento A.R.S.G.A)

_1983 C

C 1992_ Julián Esteban Chapapría, Rafael Soler Verdú intervención en la puerta de los apóstoles.

HC 1999_ Restauración de la portada barroca, de la portada románica, de la transformación Neoclásica de la girola y de las capillas absidiales, electrificación e iluminación, climatización del aula Capitular, limpieza y restauración de los altares del crucero, de las capillas de la nave de la epístola, de las capillas de la nave del evangelio, capilla de S. Sebastián y de la Trinidad.

XXI

H 2000_ Redacción del Plan Director de la Catedral.

C 2005_ Salvador Vila obras de recuperación de las pinturas renacentistas del ábside ocultas bajo la bóveda barroca, recuperación de la cubierta plana de la girola, intervención en el Reconditorio.

C 2011_ Salvador Vila restauración de la capilla de San Pedro.

C 2012_ Salvador Vila restauración de la fachada recayente a la plaza de la Almoyña.

C 2013_ Salvador Vila restauración de la Obra Nova.

C 2014_ Salvador Vila restauración del tramo de la Fachada Barroca, limitado por la puerta de los Hierros hasta la fachada del Santo Cáliz.

2 OBJETIVOS DE LA TESIS

Como se ha podido comprobar la mayor parte de estas investigaciones se centran fundamentalmente en un análisis histórico, excepto en algunos casos que tratan temas constructivos. El campo estructural queda prácticamente vacío, siendo este el objetivo principal de la tesis. Se pretende realizar un análisis estructural y constructivo de la Catedral, particularizado al elemento que sin duda ha suscitado mayor interés a lo largo de la historia en el conjunto catedralicio, el Címborio.

El análisis de este elemento presenta gran complejidad, debido a las muchas intervenciones, generando sistemas estructurales complejos que se superponen, con diversidad de formas, tipologías de bóvedas, arcos. Además de la influencia de otros factores como son la variedad de materiales, el tiempo, los fenómenos atmosféricos...

El siguiente objetivo se centra en dar una respuesta a las diferencias y particularidades del sistema estructural de la catedral de Valencia frente al modelo empleado en las catedrales centroeuropeas. Se trata de diferencias en los cánones de proporción del gótico francés, en relación a la diferencia de altura entre la nave principal y las laterales. Múltiples versiones han intentado justificar el porqué de estas proporciones, justificaciones climatológicas, como sistema defensa, funcionales, intenciones compositivas y de volumen en relación con las edificaciones más próximas, así como justificaciones argumentadas en la influencia italiana de arquitectos al frente de las obras. Se trata de un análisis basado en la evaluación y comprobación del sistema específico murario, sistema de elementos diafragmáticos continuos, que ocultos bajo sus terrazas garantizan un mejor comportamiento de estas estructuras frente a posibles temblores de tierra.

Otra de las cuestiones a esclarecer relacionadas con el punto anterior es la demostración de la función estructural de los arbotantes. Es habitual la lectura de textos que comentan a cerca de la nula función estructural. Ya que presentan sus arranques excesivamente elevados en comparación con el nacimiento de las bóvedas de la nave central, llegando en algunos casos a considerarse como simples elementos de evacuación de aguas.

Para alcanzar este objetivo se realiza un modelo estructural tridimensional de un tramo de la Catedral, como volumen representativo. En este modelo se engloban todos los elementos constructivos anteriormente comentados, como son los arbotantes y los diafragmas, evaluándolos frente a fuerzas sísmicas. Este modelo nos permite entender el comportamiento estructural de la Catedral frente a cargas gravitatorias y cargas horizontales de sismo, obteniendo conclusiones que esclarezcan las dudas estructurales que han sido planteadas y repetidas por diferentes autores sin ser demostradas.

Otro punto consiste en la elaboración de un 3D que reproduzca el sistema constructivo de la Catedral. Elaborado a partir de los datos obtenidos del encargado de obras de la intervención de 1978. Durante esta intervención fue posible conocer aspectos constructivos del sistema original, obteniendo información muy detallada de, dimensiones, geometría, así como una documentación fotográfica que sin duda ha ayudado a la fidelidad volumétrica.

Otro de los objetivos es la valoración estructural de las intervenciones realizadas, desde un punto de vista global en la Catedral y particular del Cimborrio. Por medio de este estudio se comprueban la necesidad y efectividad de esas actuaciones.

En relación al Cimborrio, son escasos los estudios que se centran en el análisis de su estructura. Como se ha comentado es un elemento de gran esbeltez y sin estribos que ha captando la atención de grandes maestros, como es el caso del matemático valenciano Tosca -en su tratado comprueba que los estribos son insuficientes-.

Por otro lado el Cimborrio ha sufrido numerosas intervenciones de reparación, siendo las actuaciones más relevantes las realizadas en los pilares sobre los que apoya. Además destacar que no existen planos precisos que recojan su geometría.

Por tanto se plantea el primer objetivo fundamental relacionado con el Cimborrio, la elaboración de un levantamiento geométrico por medio de la técnica del Escáner Láser. Con este técnica no sólo obtenemos la geometría precisa sino a su vez un conocimiento del estado actual, reflejando desplomes, desniveles. Resultados que permiten profundizar y contrastar los datos obtenidos a partir de otras fuentes.

Otro de los objetivos es el estudio del sistema constructivo del Cimborrio. Se elaboran planos en 3D de detalle a partir del escaneado láser que reproducen el contorno real de las bóvedas, sus nervios... desvelando una geometría que se aleja de la primera impresión visual.

Sobre dicho levantamiento y planteando otro de los puntos a desarrollar, se elabora un estudio estructural de análisis límite por medio de la estática gráfica 3D, que permita evaluar la estabilidad del Cimborrio.

Por último se plantea un modelo tridimensional de cálculo del conjunto de la Catedral que permita analizar el comportamiento estructural del Cimborrio frente a un sismo.

3 ANTECEDENTES



3.1 HISTÓRICOS-CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES

A lo largo de la historia son numerosos los textos que recogen con palabras la admiración por la estructura del Címborio, y escasos los estudios que profundizan en su análisis estructural. Esta misma situación se repite en la información obtenida sobre la Catedral, en la que los datos vaciados de las fuentes bibliográficas son básicamente históricos. Algunas investigaciones se centran en su análisis constructivo, aportan una visión constructiva general pero no descienden a un análisis estructural de la Catedral.

El estudio estructural más antiguo conocido, en relación a la Catedral, es el elaborado por el matemático Tomas Vicente Tosca en 1757. De todo el conjunto catedralicio se centra en el Címborio, del que siente una admiración que queda reflejada en el libro IV en la proposición XIII problema “Formar una bóveda con arcos cruceros sobre cualquier polígono, del cuadrado arriba, que se mantenga por su propio peso, sin más estribos”. Este estudio pertenece al Tratado XV de la publicación el Compendio Matemático.

Son un total de XXVIII tratados que abarcan desde la aritmética, geometría, álgebra, mecánica, hidráulica pasando por la perspectiva, óptica, música, topografía entre otras. Es importante destacar que todos los problemas tratados son resueltos sin referirse a ningún caso particular, siendo la excepción el Címborio. Realiza una descripción geométrica de su fábrica, la utiliza como ejemplo para tratar la bóveda de arcos cruceros sin necesidad de estribos. Posteriormente explica el comportamiento estructural y finaliza su discurso justificando la estabilidad del Címborio por una correcta distribución de sus fuerzas, transmite una especial sensibilidad en sus palabras ensalzando el ingenio del maestro de la obra con la afirmación siguiente:

“Con esto, y el suficiente peso que se le ha dado à la clave, se sustenta dicha fabrica sin mas estrivos, no sin grande admiracion de los que atentamente la consideran. Qual haya de ser la proporcion del peso de los tercios con el de la clave, pende de la experiencia, y del juicio del sabio, y prudente Maestro”.

(Tosca, 1757, 230)

De la primera mitad del siglo XVIII hasta el Siglo XX únicamente nos encontramos con estudios fundamentalmente históricos. Un ejemplo es la Tesis Doctoral de Julian V. Magro y Moro (1985) *La Catedral de Valencia, proceso histórico y valoración crítica*. Investigación que ha aportado una recopilación y una visión global de los hechos históricos ocurridos en la Catedral. Abarca desde los orígenes de la Ciudad de Valencia, la Catedral en la época visigótica y en la musulmana y la Valencia reconquistada. A continuación desarrolla el S. XIII, con las primeras disposiciones y el plan original de la Catedral, hasta el S. XX. Concluye con los trabajos de Repristinación. Todos los capítulos aportan una visión general de cada siglo con la evolución de la ciudad de Valencia y de la Catedral.

8

Herrero, 2000, 03.03. Estudio de las estructuras)

Estudio que se corresponde con la conferencia perteneciente al II Fórum de Restauración de Monumentos, Barcelona. Conferencia en la que se retoman imágenes pertenecientes al Anexo 6 "La estabilidad del Címborio de la Catedral de Valencia" pertenecientes a su Tesis doctoral, en este apartado Rafael Soler elabora un análisis estructural por medio del método de Análisis Límite.

f.7.63 / f.7.64, p.271 _

9

Apeo del pilar toral de la catedral de Valencia, 1660, apartado 08. Valoración estructural del címborio. Trabajo de evaluación final del Máster de Conservación del Patrimonio Arquitectónico, Director D. Julián Esteban Chapapriá

70

En el 2000 se redacta el Plan Director de la catedral por el equipo coordinado por D. Luis Francisco Herrero García. Este documento supone una fuente de información exhaustiva, ya que abarca desde el edificio propiamente dicho hasta la escala urbana del entorno. Además de un estudio urbanístico incluye una memoria histórica de la Catedral, acompañada de una descripción arquitectónica de todos sus elementos, fichas de patologías, descripción de materiales, así como una relación de los bienes muebles.

Pero sin duda la aportación más interesante en este estudio es el capítulo elaborado por el profesor Rafael Soler Verdú⁸. Esta investigación se centra en el Címborio, la información aportada pertenece a su tesis doctoral *La cúpula en la arquitectura moderna valenciana. Siglos XVI a XVIII. Metodologías de estudios previos para las arquitecturas de sistemas abovedados*. En este capítulo realiza un breve resumen histórico del Címborio en sus distintas etapas expone las intervenciones más importantes desde el címborio inicial, el tardogótico, a la consolidación barroca, destacando el címborio sin estribos de Tosca, la intervención neoclásica, así como la recopilación de los atirantamientos de Francisco Mora y las intervenciones de Ramiro Moya.

A continuación desarrolla una aproximación numérica en colaboración con D. Angel Miguel Pitarch Roig, aclarando que este estudio no es extrapolable a los pilares del crucero que sustentan el Címborio. En primer lugar establece las hipótesis de partida y las acciones consideradas en el cálculo. Simplifica el estudio a un tramo de las naves laterales y la nave central y obtiene una estimación de las cargas que actúan tanto en las columnas como en los contrafuertes. La primera hipótesis de partida se centra en considerar que el total de las cargas de las bóvedas las transmiten exclusivamente los nervios diagonales. En segundo lugar desprecia la colaboración de arcos formeros y fajones que sólo soportan el peso de los muros que apoyan sobre ellos. Por último considera los senos de las bóvedas rellenos de hormigón.

Para la determinación de las cargas y empujes de las bóvedas obtiene las funciones de relación entre volúmenes y superficies respecto a la proyección de los arcos diagonales. Con este procedimiento va obteniendo el volumen de senos, de la plementería, de los nervios... estableciendo una relación de axiles, excentricidades y empujes de la columna tipo.

De entre los estudios relacionados con los sistemas de análisis clásicos cabe destacar el elaborado por Soledad Martí Ferrándiz⁹ en el 2006. Perteneciente al trabajo *La Complejidad estructural y constructiva del apeo del pilar toral de la Catedral de Valencia (1660-1663)*. Aborda la sustitución de uno de los pilares por medio de un apeo que permita transmitir la carga temporalmente hasta la

cimentación. En este caso sí que se elabora un análisis estructural del pilar toral del Cimborrio. Una primera parte abarca un estudio descriptivo constructivo del cimborrio y el análisis del funcionamiento de la estructura gótica, centrándose en la teoría del trabajo a compresión, que posteriormente aplica. Realiza el cálculo de pesos en la bóveda y la divide en cuatro tramos según su sección longitudinal. Para ello con el método de la estática gráfica obtiene el funicular del nervio de la diagonal de la bóveda. Elabora una estimación de pesos pertenecientes a un octavo del Cimborrio y duplica los resultados, para obtener la carga total que gravita sobre el pilar. A la carga total le añade los resultados de los pesos obtenidos en el estudio de Rafael Soler, comentado anteriormente. Por último calcula las tensiones en el pilar toral, planteando la hipótesis de simplificación de la sección, considerándola de sillería o sillería con núcleo de argamasa. Como conclusión aclara que la causa de la ruina del pilar se debe a la deficiente calidad de la piedra. Es importante destacar que este estudio se realiza a partir de la cartografía de 1978, utilizada en el proyecto de Ramiro Moya y dibujada por Emilio Zavala Martínez.

Jose Antonio García Ares e Ignacio Javier Gil Crespo publican en 2012 un artículo llamado *The Cimborium or Lantern Tower of Valencia Cathedral: Geometry, Constuction and Stability*. Basándose en el mismo método clásico de estática gráfica se centra en el estado primitivo a la introducción de los elementos de hormigón de la intervención de Ramiro Moya. El artículo concluye aclarando que la estructura del Cimborrio es estable en su estado original y que los problemas se deben a los asentamientos que han sufrido los cimientos de los pilares del crucero.

(García, 2012, 341)

_ f.7.65, p.272

Como se ha podido observar no existen investigaciones basadas en un análisis estructural del conjunto de la Catedral. En relación al Cimborrio los estudios se centran en la aplicación del análisis límite, pero no se realiza un análisis numérico con métodos actuales.



3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Las estructuras históricas tienen un comportamiento mecánico muy complejo y se requiere utilizar los métodos adecuados para su análisis. Todos los estudios que se exponen a continuación tienen que ser considerados como métodos complementarios y no excluyentes.

“Ut Pendet continuum flexile, sic Stabit contiguum rigidum inversum”

Anagrama de Robert Hooke publicado en un libro relacionado con relojes solares de 1675, que no será descifrado hasta su muerte en 1705 y que traducido del latín dice “Del mismo modo que cuelga el hilo flexible, así, pero invertido, se sostendrá el arco rígido”.

(Heyman, 1995; 9)
_ f.3.1, p.74

Sabemos que las fábricas que generan las estructuras abovedadas presentan una respuesta resistente muy diferente frente a las tensiones de compresión y las de tracción. Siendo esta última de una magnitud mucho menor, es la razón que condiciona su geometría, por lo que las formas constructivas se desarrollan para que la fábrica resista a compresión. La gran complejidad en la geometría de este tipo de estructuras y el comportamiento del material supone una gran dificultad en su análisis estructural. El método más empleado para poder estudiarlas es el método de Equilibrio, donde se consideran una serie de simplificaciones en la estructura basadas en considerar las fábricas como bloques a los que se aplican pesos y cargas, permitiendo simular el comportamiento real de la estructura.

En 1966 Heyman aplica los teoremas fundamentales de la plasticidad en el estudio del comportamiento de las fábricas e introduce tres hipótesis de trabajo: la fábrica no tiene resistencia a la tracción, tiene una ilimitada resistencia a la compresión y el fallo por deslizamiento no es posible.

Con estas consideraciones, el análisis de la estabilidad se basa en poder trazar una línea de presiones que estando en equilibrio con las cargas quede embebida en el interior del arco. Si esto se cumple, independiente del grado de fisuración que exista, podemos asegurar que el arco es estable. Se asegura la estabilidad de la fábrica pero la línea obtenida no tiene porque ser la línea real de presiones que la solicita. El grado de seguridad viene determinado geométricamente por la holgura entre el trazado de la línea y el espesor del arco.

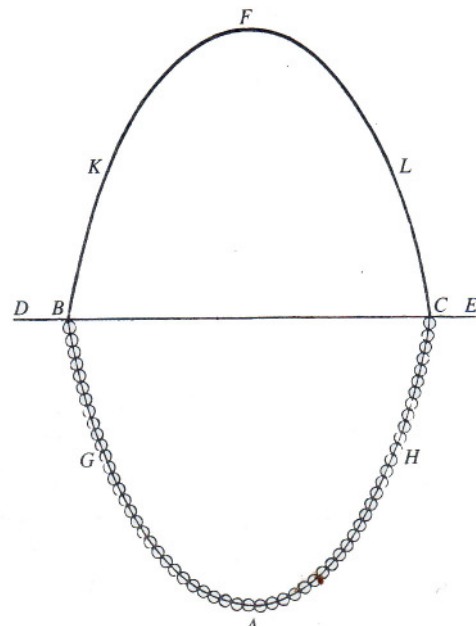
“Che dentro alla solidità della volta la nostra catenaria tutta intiera sia situata”.

(Poleni, 1748)
_ f.3.2, p.74

En 1748 Poleni expone su estudio sobre las grietas de la cúpula de San Pedro de Roma. En este análisis ilustra la cadena colgante (catenaria invertida) de Hooke, cuya forma suspendida bajo su peso propio trabajando a tracción es la misma que la del arco que soporta las cargas a compresión.

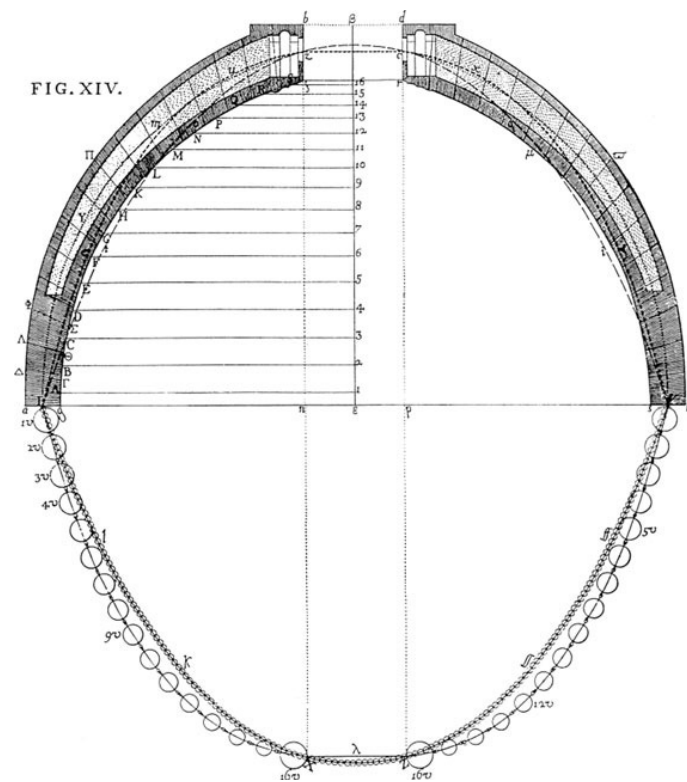
3.1_
Catenaria invertida Robert
Hooke

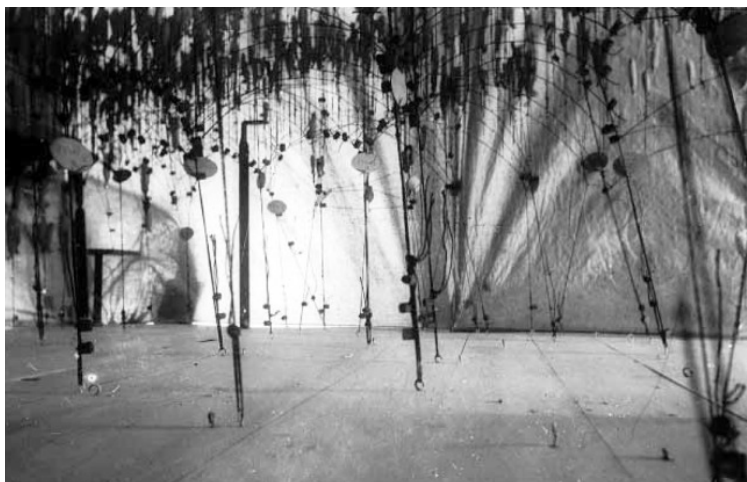
(Heyman, 1999, 10)



3.2_
Poleni 1748

(Heyman, 1999, 46)



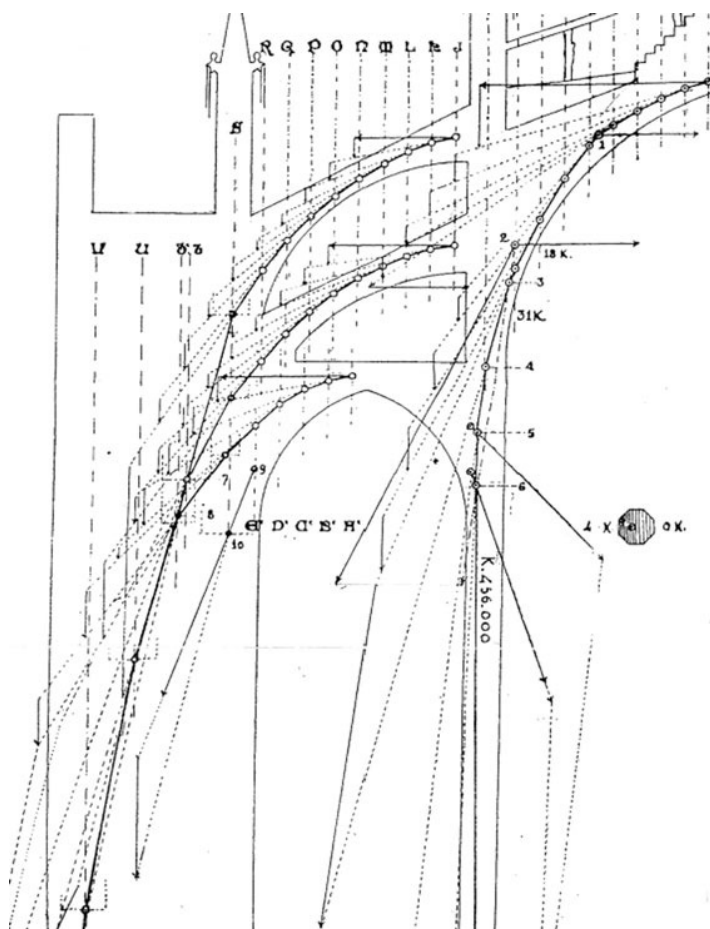


3.3

Maqueta colgante realizada por Antonio Gaudí para el proyecto de la Colonia Güell (1898-1915).

Los hilos simulan las trazas de los elementos constructivos, y los sacos son las cargas. Posteriormente estas maquetas se fotografiaban y girándolas 180 grados reproducían el espacio buscado.

(Bassegoda, 1998, 55)



3.4

Estudio de la estructura de la catedral de Mallorca por medio del método de estática gráfica.

(Rubió, 1912)

f.3.5, p.77 _

Basándose en el teorema de la seguridad demuestra que la cúpula es estable en el estado agrietado, para ello descompone la cúpula en 50 “gajos”, por lo que simplifica el cálculo al considerar en el estudio un arco plano. Obtiene la línea de empujes que garantiza que si la cúpula dividida es estable, también lo será la cúpula fisurada según meridianos. Como indica Adolfo Alonso en *la compresión de la tracción*, Poleni no tuvo en cuenta los efectos de la doble curvatura. Este artículo expone como ejemplo el comportamiento real de la cúpula del Antiguo Hospital General de Valencia. Introduce en el cálculo las fuerzas paralelas, este efecto corrige la línea de empujes en la dirección de los meridianos y consigue que se mantenga centrada en su espesor.

(Alonso, 2011, 337)

“Pero no se analiza el comportamiento real de la cúpula con los efectos de la doble curvatura, meridianos y paralelos, que determina un comportamiento que difiere completamente del arco”.

TRATAMIENTO NUMÉRICO DEL ANÁLISIS LÍMITE FRENTE AL ANÁLISIS GRÁFICO

(O’Dwyer, 1999, 187)

Existen distintos métodos para el análisis de fábricas de mampostería, por medio de la generación de modelos informáticos. Algunos de estos estudios son los propuestos por Orduña & Lourenço, Livesly, Trovalusci, Gilbert entre otros.

Otros estudios como el de O’Dwyer se centra en el análisis de bóvedas y cúpulas reducidas a un sistema de arcos en equilibrio.

Así como otras propuestas que exploran el potencial del análisis límite aplicado a estructuras más complejas como las técnicas informáticas desarrolladas por Pere Roca entre otros. Basadas en modelos funiculares en 3D con mallas compuestas por cuerdas sometidas a una carga arbitraria (catenaria 3D), un ejemplo de ello es el estudio realizado en el cimborrio de la Catedral de Barcelona.

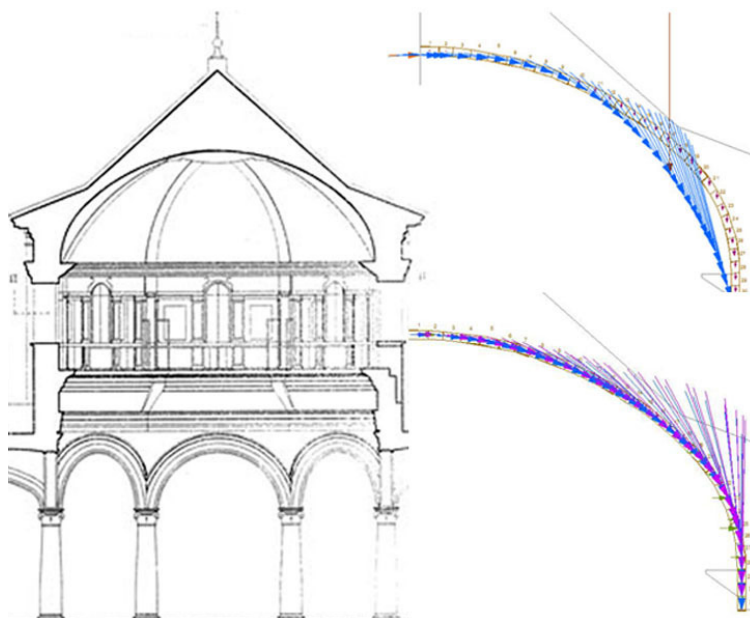
f.3.6, p.77 _

COMPORTAMIENTO LINEAL

El Análisis elástico-lineal es comúnmente empleado en el análisis de estructuras de acero y hormigón armado, sin embargo no es capaz de reproducir el comportamiento de las estructuras de fábrica, ya que supone no considerar la baja resistencia a la tracción del material y la proporcionalidad de tensiones y deformaciones son ilimitadas. Nos permite obtener una evaluación rápida que proporciona una información preliminar. Es por ello que se recomienda emplearlo como método complementario y no como única herramienta de análisis de este tipo de estructuras.

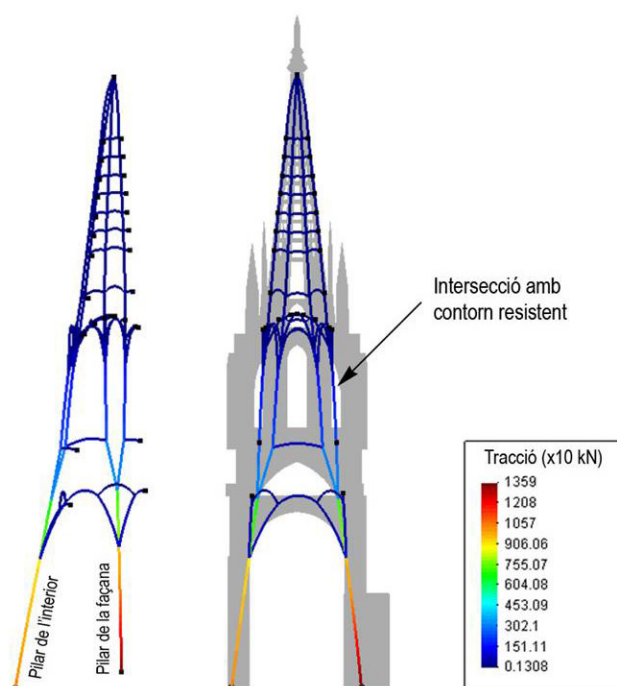
Son numerosos los estudios realizados a partir del análisis elástico lineal en edificios históricos de gran relevancia en el patrimonio arquitectónico. Como por ejemplo el realizado sobre Santa Sofía de Estambul analizado por diferentes autores como Pere Roca, Mark R, Croci C, el análisis de la cripta de la colonia Güell, la Basílica de San Marcos en Venecia, el Coliseo de Roma por Croci, la Catedral de México por Meli y Sánchez Ramírez, entre muchos otros.

f.3.7 - f.3.8 - f.3.9, p.78 _



_3.5
Sección de la cúpula del Hos-
pital de Valencia.

(Alonso, 2011, 337)

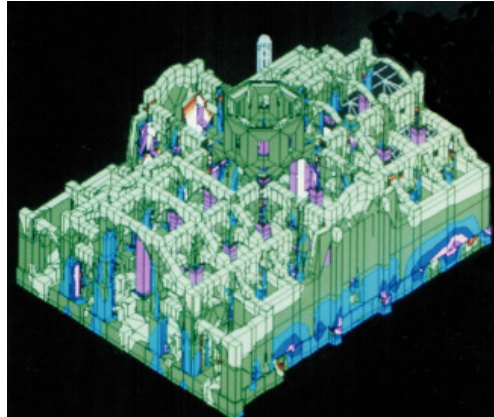


_3.6
Cimborrio de la Catedral de
Barcelona.

(Andreu, 2006, 1135)

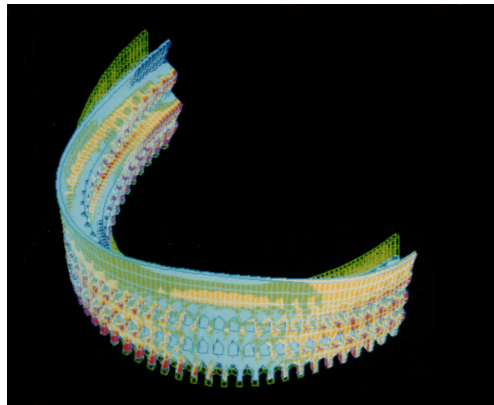
3.7_
Modelo de la Catedral de Mé-
xico.

(Meli, 1995, 123)



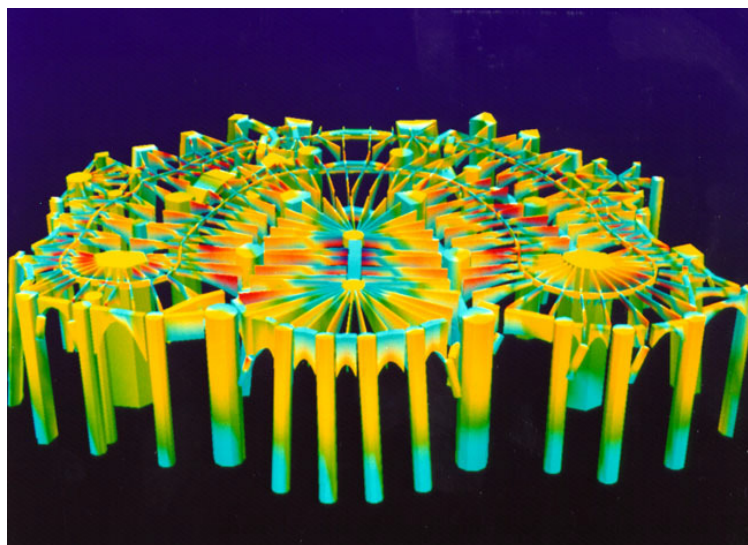
3.8_
Modelo del Coliseo de Roma.

(Crocì, 1995)



3.9_
Modelo de la Cripta de la Co-
lonia Güell, de Gaudí.

(Roca, 1998, 377)



Como se ha comentado el análisis elástico lineal no es capaz de reproducir el comportamiento real de las estructuras realizadas con mampostería, fábrica de ladrillo o sillería.

Cuando se aborda el estudio de estructuras con materiales frágiles como la mampostería, su comportamiento no responde exactamente a las leyes constitutivas del material lineal. Si se quiere elaborar un análisis con un cierto rigor, es necesario plantear el estudio a partir del análisis no-lineal.

Durante los últimos años se han desarrollado varias líneas de investigación que permiten analizar en profundidad el comportamiento mecánico de este tipo de estructuras. Se trata de métodos no lineales de análisis que introducen las ecuaciones constitutivas de este material. Estos estudios pueden ser divididos en dos grupos:

El Método de los elementos rígidos (MER). Se trata de un método de análisis simplificado desarrollado por Casolo y Peña (2005). Tiene en cuenta las características inelásticas de la mampostería. Consiste en discretizar la estructura en elementos rígidos planos unidos entre sí por tres puntos de conexión. Estos puntos representan las características mecánicas del material, y se modelizan como dos muelles normales -resortes inelásticos- y un tercer punto como unión de cortante, colocado en el centro del lado de la unión. Esta técnica de bloques rígidos ha sido empleada en el estudio realizado por Casolo en 2009 en el Maniace Castle de Siracusa. Se centra en el análisis sísmico de este edificio. En primer lugar se realiza un análisis lineal por medio de dos modelos 3D de elementos finitos, para conocer el comportamiento global de la estructura. Posteriormente se elabora un modelo 2D según el método de los elementos rígidos.

(Casolo, 2009, 1447)

_ f.3.10, p.81

Método de los Elementos Finitos (MEF). Método de análisis numérico donde el objeto de estudio queda dividido en un número finito de elementos. Se consigue limitar las variables y las ecuaciones. Existen dos enfoques dentro del Método de los Elementos Finitos, la macro-modelización y la micro-modelización.

El micro-modelling describe los elementos que componen la fábrica. Distingue cada elemento, la unidad y el mortero en juntas, mientras que la interfase mortero-ladrillo se representa por elementos discontinuos, utilizando ecuaciones constitutivas específicas. Este método se utiliza exclusivamente para el análisis de detalle. Es la herramienta más precisa de la que se dispone para simular la respuesta local y el comportamiento real del material. El campo de aplicación se centra en el estudio de detalle donde las discontinuidades son elementos determinantes en la globalidad de la estructura de mampostería. Es importante tener en cuenta que el coste computacional es muy elevado como consecuencia del nivel de discretización que se alcanza.

_ f.3.11, p.81

Es por ello que se ha realizado estudios de micro-modelización incluyendo simplificaciones que permitan reducir este coste. Para ello se consideran los materiales como un elemento continuo y donde el comportamiento de las juntas se separa por discontinuidades.

La macro-modelización presenta unas exigencias de cálculo menores por lo que es más utilizado en el análisis de estructuras complejas. Se considera el material homogéneo y ortotrópico, es decir no se describe con precisión la estructura interna de la fábrica. Se elabora un modelo por medio de elementos finitos sin corresponderse con las dimensiones reales del elemento que configura la fábrica. Los ladrillos, el mortero y la interfase de ladrillo-mortero se engloban en un mismo elemento, obteniendo resultados aceptables.

Se han desarrollado métodos de homogeneización que permiten realizar simplificaciones, con la finalidad de reducir considerablemente la discretización de los elementos de mampostería. Se podría clasificar como un método intermedio entre el micro y el macro modelado.

Numerosos son los ejemplos que encontramos de modelos de homogeneización:

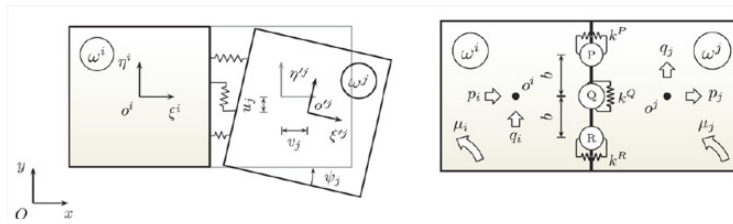
El modelo de Page, de 1978, analiza los muros de mampostería con carga en su plano, por ser esta la carga más habitual en este tipo de estructuras. Considera la mampostería como un material formado por un bloque elástico dentro de una matriz de mortero inelástico.

El modelo de Lourenço, de 1992, se basa en considerar la mampostería como un material que está compuesto por un conjunto de capas, de propiedades isotrópicas y elásticas. Se trata de un modelo tridimensional lo que supone un elevado coste computacional.

Otros modelos de homogeneización son de Pietruszczak en 1992 o el modelo plano y tridimensional de Armelle Anthoine de 1995.

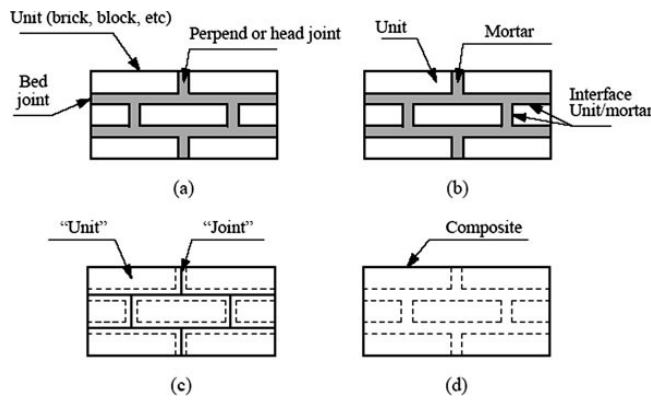
Estudios como la Teoría de Mezclas, estudiada por Truesdell y Toupin (1960). Realiza la simplificación de considerar la compatibilidad de deformaciones de todos los componentes, el material es un sistema paralelo en el que todos los componentes sufren una tensión y una deformación proporcional a la relación del volumen total que ocupa cada uno de ellos.

En los últimos diez años se han realizado investigaciones más profundas que han permitido elaborar formulaciones simulando el comportamiento mecánico no-lineal de materiales frágiles. Modelos basados en daño del continuo con su evolución frente a cargas estáticas o dinámicas. Estudios desarrollados por Simo & Ju (1987), estudios de fisuración distribuida de Rots (1988) y modelos en base a variables internas de ablandamiento de Lourenço (1996).



3.10
El Método de los elementos
rígidos (MER)

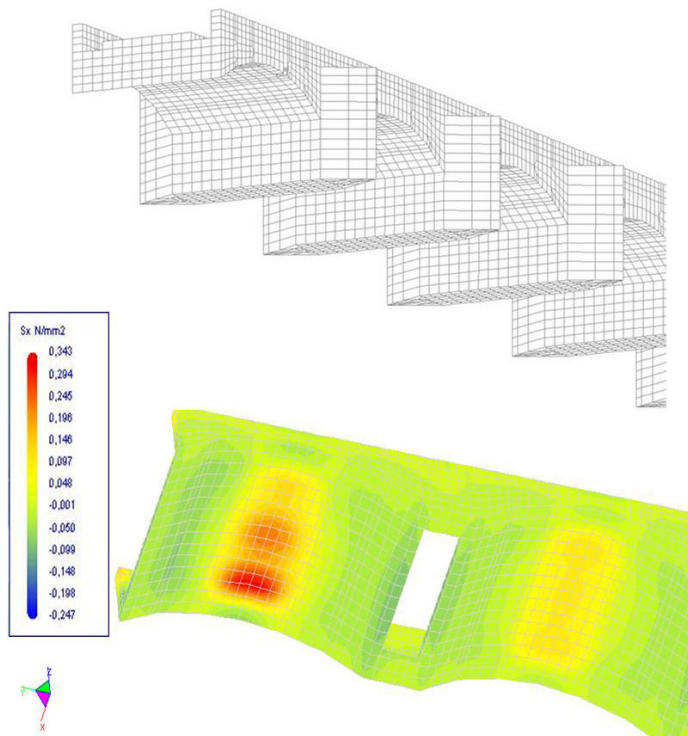
(Casolo, 2009, 1452)



3.11
Método de los Elementos Finitos (MEF). Micro-modelling.

- (a) mampostería simple
- (b) micromodelo
- (c) micromodelo simplificado
- (d) macromodelo

(Lourenço, 1996, ?)



3.12
Método de los Elementos Finitos (MEF). Macro-modelling.

(Boquera, 2007, 1639)

Prácticamente existen cuatro sistemas de modelización del comportamiento no lineal considerando la carga de colapso, la aparición y la evolución de las fisuras. Estos sistemas son: el modelo de fisura discreta, modelo de fisura distribuida, modelo de barras y modelo de daño.

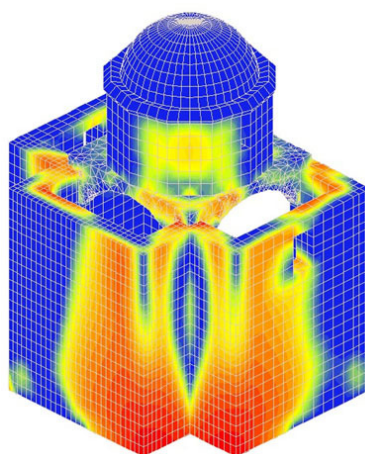
El modelo de barras basado en la sustitución del continuo, por una malla de barras a las que se le asignan propiedades del material. El modelo de fisura discreta genera una discontinuidad geométrica en el punto donde se alcanza la máxima tensión de tracción. El método de fisura distribuida supone la modificación de la matriz constitutiva cuando se supera la tensión de tracción límite, anulando la resistencia en la dirección normal a la fisura.

7.1.1, Modelo de daño, p. 197

Dentro del conjunto de modelos constitutivos el modelo de Daño permite a través de variables internas introducir cambios microestructurales en el comportamiento del material. Se define una función de daño que tenga en cuenta la diferente respuesta del material en tracción-compresión y el efecto de la degradación de la rigidez. En este caso la fisuración se representa como un efecto de daño local, que queda definido por la evolución de parámetros conocidos del material y de las funciones que controlan la aparición y la evolución del daño, con el estado de las tensiones en cada punto.

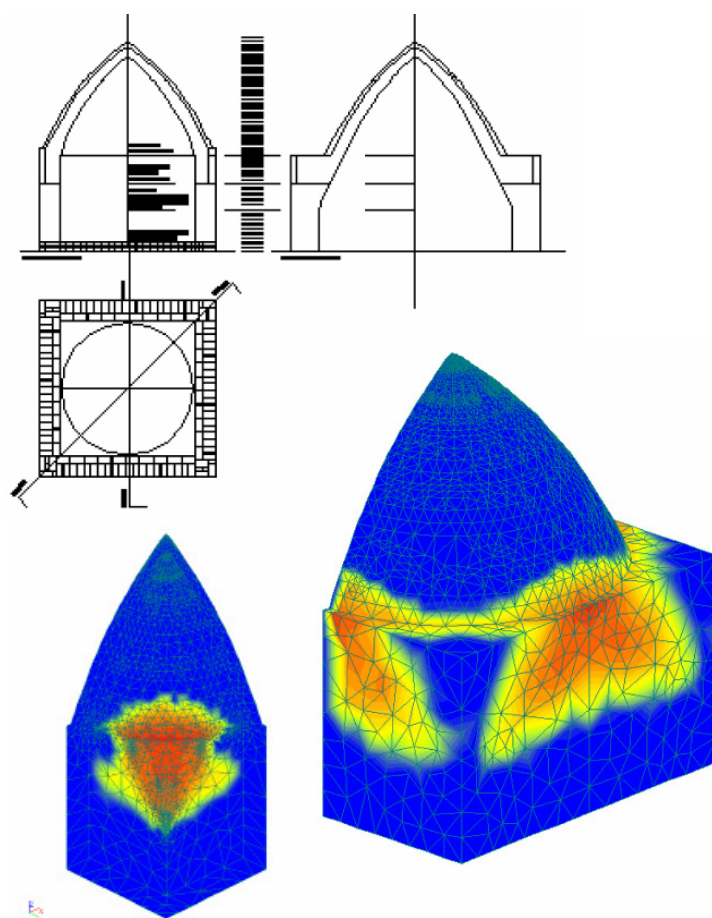
f.3.13 - f.3.14, p.84 _

A lo largo de este recorrido los avances experimentados en los métodos de análisis han sido de gran relevancia en este campo. Sin embargo el estudio de este tipo de estructuras, constituidas con obra de fábrica, supone todavía un reto debido a la complejidad en su comportamiento estructural. Esta complejidad se debe a los diferentes factores intrínsecos al material, como su anisotropía, diferentes propiedades en función de la dirección en la que se apliquen las cargas, la baja resistencia a la tracción, la presencia de planos débiles como son las juntas que forman el conjunto de la fábrica, además de tener en cuenta la disposición de las unidades y su tamaño, así como el tipo de mortero empleado y la interacción entre los distintos materiales.



3.13
Modelo de Daño aplicado a la
Iglesia de Todolella (Castellón)

(Soler, 2006, 1279)



3.14
Modelo de daño aplicado a
las cúpulas de barro de Siria.

(Alonso, 2012, 445)



4 METODOLOGÍA



Para llevar a cabo el Análisis estructural de la Catedral, es preciso una toma de datos a partir de la cual elaborar un modelo de cálculo. La Catedral de Valencia es un sistema complejo, con estructuras que se superponen y se adicionan a lo largo del tiempo. Este tipo de edificios requieren analizar en profundidad aquellos hechos acaecidos que permitan transmitir una visión global de lo sucedido históricamente, principalmente aquellos que supongan una influencia sobre los aspectos estructurales-constructivos. Así pues, en coherencia el cuarto capítulo de esta tesis desarrolla una metodología que por un lado realiza un estudio en profundidad a partir del vaciado de toda esta información que, si bien en algunas ocasiones resulta de clara lectura, en otras muchas queda patente el paso del tiempo, llegando a información contradictoria o encontrando en otras ocasiones, como bien indica Julian V. Magro y Moro, la repetición de información donde no aparece citada las fuentes o la documentación original, lo que supone un arduo camino de esclarecimiento.

Por otro lado se realiza una toma de datos a partir del análisis de los planos recuperados del archivo de Urbanismo de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universidad Politécnica de Valencia. Estos planos pertenecen al Proyecto de intervención de Ramiro Moya realizado en 1976. Esta documentación carece de una adecuada información que permita elaborar un modelo de cálculo. Se procede a la toma de datos “in situ” para completar la documentación necesaria.

Otra fuente importante para llevar a cabo el modelo de cálculo ha sido el estudio realizado de la información aportada por Tirso de Ávila, maestro de obras, que documenta el proceso constructivo de la intervención de Ramiro Moya. Información que ha ayudado a aclarar dudas y ha aportado datos inéditos, solamente accesibles desde una fuente directa a dicha intervención como es el caso. Documentación fotográfica que queda recopilada en el apartado 4.2 “Intervención de 1976 como fuente de datos constructivos”. De esta información se ha elaborado un 3D del conjunto catedralicio, volumetría que ha permitido llegar a la comprensión de su compleja globalidad. Levantada a partir de los planos, que se desarrollaron en la intervención anteriormente comentada. El volumen se ha empleado para el análisis visual de la evolución y del proceso constructivo de la Catedral, además de ayudar a la elaboración del modelo de cálculo.

El punto de inflexión en la toma de datos, viene marcado por la aplicación de la técnica del Escáner Láser 3D. La toma fue realizada por D. Pablo José Navarro Esteve, catedrático en Expresión Gráfica Arquitectónica. Esta técnica no destructiva obtiene una nube de puntos que reproduce el volumen de la Catedral.

4.1 DOCUMENTACIÓN

_1, Introducción, p. 13

_5, Particularidades de la Catedral, p. 161.

_6, La Estructura de la Catedral, p. 169.

_4.2, Intervención de 1976 como fuente de datos constructivos, p. 91

_4.2, Interpretación constructiva de la cubierta de la Catedral, p. 98

_4.3, Herramienta Escaneado Láser, p. 129

11, Anexo, Levantamiento Gráfico, p. 333 _

4.2, Interpretación constructiva de la cubierta del Cimborrio, p. 124 _

Para la manipulación de la información obtenida a partir de la técnica anterior, ha sido necesario realizar el programa Escuadra, desarrollado por el profesor Adolfo Alonso Durá. Dicho programa permite manipular la nube de puntos en CAD. De esta nube se han extraído aquellos que reproducen el volumen del Cimborrio. Los puntos obtenidos ayudan a trazar las líneas que configuran sus secciones, alzados y plantas. Gracias a este levantamiento geométrico preciso, que reproduce con fidelidad la realidad, se obtiene una documentación gráfica inédita recogida en el Anexo de esta Tesis. Con estos planos, con la información fotográfica y la documentación obtenida se ha elaborado un 3D que reproduce el proceso constructivo de la cubierta del Cimborrio.

7, Análisis Estructural, p. 195 _

A partir de esta información contrastada se elaboran los modelos de cálculo para el análisis estructural. Previo a este análisis es importante reflexionar sobre los métodos y las técnicas de ejecución de este tipo de estructuras. Técnicas propias de aquella época y desconocidas la mayor parte de ellas, basadas fundamentalmente en reglas geométricas para el dimensionado de estructuras de fábricas. Con los medios tecnológicos de los que disponemos en la actualidad se realiza un análisis estructural de la Catedral. El cálculo se centra fundamentalmente en el comportamiento de este edificio frente a esfuerzos sísmicos.

Con la geometría obtenida y en base a la configuración constructiva de la Catedral, se generan modelos de cálculo, que reproducen el conjunto objeto de estudio. Estos modelos se realizan utilizando como herramienta de trabajo ANGLE, programa desarrollado por el profesor Alonso. Dentro de esta interfaz los modelos son calculados y analizados.

Para realizar un análisis con un cierto rigor del comportamiento mecánico de este tipo de estructuras formadas por materiales frágiles, el análisis que mejor describe la respuesta de estas estructuras es el no-lineal. El método empleado es el de modelo de daño con su evolución frente a cargas estáticas o dinámicas.

En el análisis del comportamiento sísmico de la Catedral se emplean dos métodos de cálculo. El Análisis por empujes incrementales, conocido como pushover y el Análisis dinámico no lineal en el tiempo. El análisis estático no lineal pushover es una técnica eficiente para estudiar la capacidad, y la resistencia-deformación de la estructura sometida a los efectos de un terremoto. El Análisis no lineal en el tiempo, obtiene la respuesta de la estructura frente al movimiento del suelo a lo largo del tiempo, para representar el movimiento del suelo utiliza los acelerogramas.

Se han realizado distintos modelos de cálculo. En primer lugar se ha elaborado un modelo a partir de la geometría del tramo central de la Catedral, en segundo lugar se ha modelizado el Cimborrio y la estructura global de la Catedral, se trata de considerar las naves, el ábside, girola... en definitiva reproducir el comportamiento real del Cimborrio.

_7.2, Análisis del Sistema estructural de la Catedral, p. 215

El primer modelo de análisis está formado por tres naves y dos crujías, puesto que este tramo es considerado el más vulnerable frente a cargas horizontales. La finalidad de este estudio es la de demostrar la lógica en el sistema constructivo de la Catedral frente a movimientos sísmicos. A partir de este modelo se generan simulaciones según se incluyan o no determinados elementos constructivos, como la losa de hormigón en la cubierta, los contrafuertes o los diafragmas.

El segundo modelo de cálculo analiza el Cimborrio como un caso muy significativo en el conjunto catedralicio. Como hemos comentado ha sido motivo de estudio en relación a su estabilidad, así como sufrido numerosas intervenciones estructurales. Como estudios previos a este análisis estructural ha sido fundamental profundizar en la geometría del Cimborrio a partir de los planos elaborados, haciendo hincapié en el estudio de las cubiertas.

Se ha efectuado dos niveles de cálculo, una evaluación general del estado de equilibrio y una valoración más precisa a partir del modelo de cálculo numérico que permite visualizar la distribución de esfuerzos y tensiones, así como el daño frente a esfuerzos de sismo.

Para la evaluación de la estabilidad se realiza el primer nivel de cálculo, basado en el método de Análisis Límite. Para este análisis se ha utilizado como herramienta de trabajo el programa STATICAL. Este programa es una aplicación, en lenguaje Autolisp, para AutoCAD. Se destaca como innovación en dicho análisis la consideración del conjunto en 3D, a partir del levantamiento gráfico realizado con la herramienta anteriormente comentada del escáner láser.

_7.3.2, Análisis Límite, p. 269

El siguiente paso en el análisis ha sido la realización de un estudio dinámico del Cimborrio. Para poder realizar este análisis con precisión se ha elaborado un modelo global de la Catedral. Este modelo reproduce la geometría de la Catedral, lo que permite considerar el efecto dinámico sobre el Cimborrio, del crucero, de la nave central y laterales, del ábside, así como de la girola. Para este análisis se sigue el procedimiento explicado anteriormente, utilizando las mismas herramientas de cálculo.

_7.4, Análisis Sísmico. Modelo Global, p. 287

(Tosca, 1757)

Dentro de la Metodología empleada en el desarrollo de la Tesis, resulta interesante destacar el método utilizado para su lectura. Es importante tener una relación directa entre el desarrollo de lo escrito y la parte visual del anexo gráfico. El sistema empleado recupera el método utilizado por Tosca en sus XXVIII tratados del *Compendio Matemático* de 1757.

SOFTWARE UTILIZADOS

Por otro lado se aporta un listado de todos los programas utilizados, como herramientas de cálculo, de procesado y de renderizado:

ANGLE

Programa de Análisis estructural No-lineal por elementos finitos
Autor_ Adolfo Alonso Durá (Universidad Politécnica de Valencia)

STATICAL

Programa de Estática gráfica en 2D, en interfaz Autocad.
Autor_ Adolfo Alonso Durá (UPV)

BOVEDAS 3D

Programa de Estática gráfica en 3D, en interfaz Autocad.
Autor_ Adolfo Alonso Durá (UPV)

SIMQKE_GR (V- 2.7-2012)

Programa de Generación de acelerogramas artificiales
Autor_ Piero Gelfi (University of Brescia)

ESCUADRA

Programa de procesado de nube de puntos
Autor_ Adolfo Alonso Durá (UPV)

CYCLONE

Programa para procesar nube de puntos 3D
Autor_ Leica Geosystems

KEYSHOT (V- 4.0.74)

Programa de renderizado de datos 3D
Autor_ Luxion Aps

En 1773 Gilabert intervino en la Catedral realizando entre otras actuaciones, la construcción de una cubierta inclinada sobre las primitivas terrazas planas, que cubrían las naves principal y laterales así como el crucero. La intervención de Ramiro Moya en 1976 consistió en la eliminación de esta cubiertas, recuperando las originales. Por medio de esta actuación podemos conocer y profundizar en el sistema constructivo.

4.2

INTERVENCIÓN DE 1976 COMO FUENTE DE DATOS CONSTRUCTIVOS.

_ f.1.13, p.33

Según Tirso de Ávila durante la intervención se realizó una inspección visual observando que las primitivas cubiertas estaban resueltas por medio de tabiques de ladrillo de espesor 15 cm, separados aproximadamente 40 cm y directamente apoyados sobre las bóvedas. El espesor de las bóvedas es de pie y medio la central (29+15 cm) y un pie las laterales (29 cm). Finalmente, como acabado, sobre los tabiques apoyan baldosas de 40 cm de longitud sujetas, según costumbre mediterránea, por una mezcla de cal, yeso y arena.

_ p.98 - p.103

Esta actuación se centró en el refuerzo y aislamiento de la cubierta existente. Para ello se colocó una lámina impermeabilizante y sobre ella una losa de hormigón armado, de aproximadamente 10 cm de espesor. El remate se realizó con los ladrillos originales que habían sido previamente rescatados.

_ f.4.5, p.96

Por otro lado, se realizó un zuncho de hormigón armado que remataba perimetralmente la nave. También se construyeron otros zunchos perpendiculares sobre los diafragmas de mampostería, en continuidad con los arcos fajones, remarcando el entramado murario que delimita la bóveda, sin mantener traba entre ésta y el muro -en una conversación con Tirso de Ávila, éste afirmaba que el encuentro presentaba grietas que permitían meter la mano-.

_ f.4.6, p.97

Bajo el zuncho perimetral se encuentra la gárgola y superiormente se mantuvo la cornisa, de molduración clasicista, que se había construido al tiempo de la cubierta de teja. También se consolidan los arbotantes, ya que mostraban grietas.

_ f.7.38, p.240

Habría que destacar la solución del encuentro entre la cubierta y el Címborio, que alteraba el sistema de recogida de agua de pluviales, siendo la causa de los graves daños provocados por las filtraciones que habitualmente se sucedían en la catedral.

En cuanto a la cimentación, se trata de la actuación más notable. Se centra en los pilares del Címborio recayentes a la nave central. Se realizó un recalce de la cimentación mediante tres vigas de hormigón armado, en forma de U. Actuando a modo de acodalamiento abraza los cuatro pilares y refuerza la cimentación, sin llegar a invadir el ámbito del presbiterio. El punto más crítico se encontraba en el apeo de los pilares. Para ello se construyó un muro de fábrica de ladrillo, de dos agujeros en tabla, sobre el que descansaban los arcos torales. Utilizando como cimentación de estos muros las tres vigas de cimentación anteriormente descritas.

_ f.4.10, p.106-f.4.13, p.108

_ f.4.15, p.110

p.124 - p.128 _

Además de las intervenciones anteriores también se actuó sobre el Címborio. Como se ha comentado esta cubierta se resuelve con una bóveda de ocho nervios de sillería moldurada, que apoyan sobre arcos ojivales y arrancan en la cornisa del primer cuerpo. La disposición de los ladrillos es a sardinel, con hiladas ascendentes horizontales y con rampante ligeramente inclinado.

Se trata de una configuración constructiva distinta al resto del templo ya que se introdujeron bóvedas cónicas de fábrica de ladrillo en los ángulos, resultando un despiece de ocho limatesas que parten del centro de cada lado del octógono y ocho más que nacen de sus vértices, estas apoyan directamente sobre las anteriores descansando su clave en ocho tabiques de ladrillo. Estos tabiques arrancan de la capa de compresión de unos 6 cm de espesor, dispuesta en el trasdós de las bóvedas, y son rematados en su coronación por un zuncho de hormigón armado.

El sistema de evacuación de aguas de la cubierta consistió en su origen en un tubo cerámico embebido en la vertical, trazada por el estribo, como presentaba problemas de evacuación fue sustituido por ocho canalillos de cobre. Definitivamente por medio de las bóvedas cónicas se mejoró el sistema al introducir 16 gárgolas (perfiles en U) a cada lado de los vértices.

f.4.21, p.116/f.4.22, p. 117 _

Como se comentó en la primera parte y se observará a continuación en los planos, la actuación de 1976 también contempla la realización de un zunchado en tres niveles: el primero se corresponde con el arranque del címborio, a la altura de las trompas, mediante un perfil IPE- 260, en este mismo nivel se ciegan con hormigón armado los pasos de circulación del balcón y se elimina la barandilla de hierro forjado de protección. El segundo nivel resuelto con un zuncho metálico UPN-220 situado en la cornisa de arranque del segundo cuerpo, al nivel de la balconada. En el arranque de los arcos se elimina el perfil IPN 200 colocado durante la actuación de 1920 y se sustituye por un tirante de acero circular de diámetro 30 mm.

f.4.19, p.114 _

El tercer nivel se realiza en la cubierta por medio de un anillo perimetral de hormigón armado de 40 cm, practicado en la coronación del muro perimetral, además se dispone otro anillo de hormigón en la clave y se unen ambos por medio de zunchos de hormigón armado en coronación de los tabiques de ladrillo que nacen de cada nervio de piedra.

f.4.27, p.121 _

A continuación se muestra toda la documentación visual que permite profundizar en los aspectos más relevantes anteriormente comentados y otros muchos que quedan en un segundo plano.

En este apartado se recopila la documentación de la intervención de 1976, dividida en dos bloques, por un lado las imágenes de las actuaciones en la cubierta de la Catedral, y por otro lado las relacionadas con las intervenciones en el Cimborrio. Todas ellas seleccionadas desde un punto de vista constructivo y estructural.

DOCUMENTACIÓN FOTOGRAFICA

Del primer grupo destacar los planos elaborados de la Catedral para esta intervención. En segundo lugar las fotografías cedidas por Tirso de ávila sobre las obras en la cubierta, que muestran la eliminación de las cubiertas de teja, recuperación de la cubierta original, el sistema de rigidización en la cubierta por medio de la construcción de la losa de hormigón armado y de los zunchos perimetrales y transversales. Por último la elaboración de un 3D del proceso constructivo de la Catedral, se trata de una interpretación de toda la información contrastada.

_ p.94 - p.103

Del segundo grupo, en primer lugar, se muestran los planos relacionados con el Cimborrio, alzados y secciones. Puesto que de todas las intervenciones realizadas la más compleja es la de cimentación, por lo que se aporta un mayor número de fotografías, así como los planos del sistema de apeo de los arcos torales. A continuación se muestran las secciones y las imágenes de la rigidización en los tres niveles. Siguiendo el mismo esquema del primer bloque se remata la documentación con el levantamiento de un 3D del proceso de intervención de la cubierta.

_ p.104 - p.128

CATEDRAL_



4.1_

Planos de la Catedral de Valencia. Alzado de la fachada del Palau.

Arquitecto_ Ramiro Moya

Fecha_ Marzo 1983

Cedidas_ Archivo Urbanístico de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.

CATEDRAL DE VALENCIA

ALZADO DE LA CABECERA.

ESTADO ACTUAL.



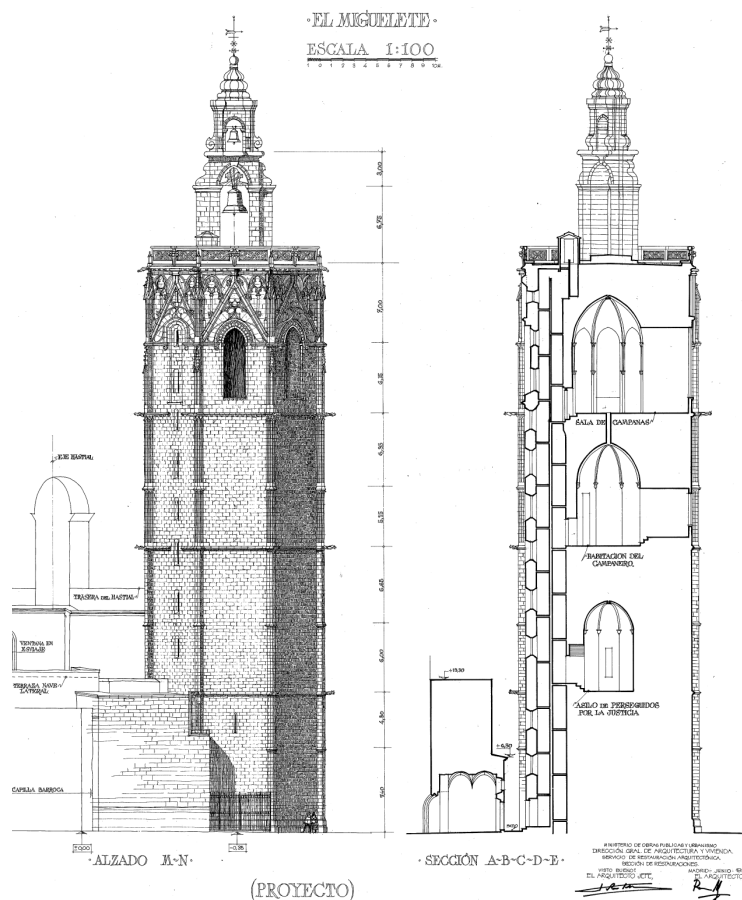
4.2_

Planos de la Catedral de Valencia. Alzado de la fachada de la Cabecera.

Arquitecto_ Ramiro Moya

Fecha_ Marzo 1983

Cedidas_ Archivo Urbanístico de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.



4.3
Planos de la Catedral de Valencia, sección longitudinal y alzado del Miguelete.

Arquitecto_ Ramiro Moya
Fecha_ Junio 1983
Cedidas_ Archivo Urbanístico de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.



4.4
Planos de la Catedral de Valencia, Alzado de la fachada a la calle del Miguelete.

Arquitecto_ Ramiro Moya
Fecha_ Mayo 1974
Cedidas_ Archivo Urbanístico de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.

4.5_

Intervención en cubierta.

Imagen superior_ La cubierta a dos aguas es sustituida por la que se ve en primer término. En segundo plano el acopio de los ladrillos de la cubierta original, que fueron recuperados y colocados posteriormente.

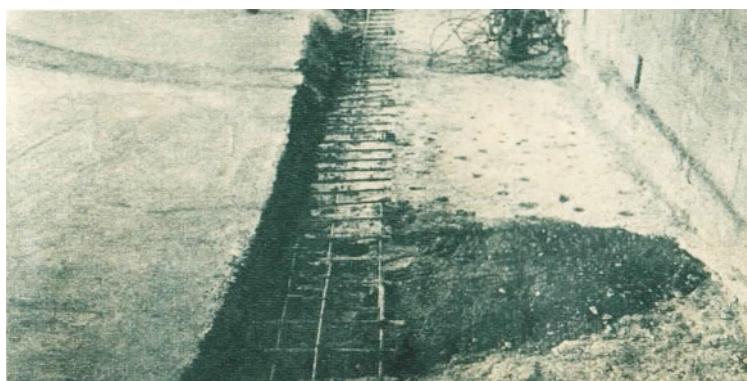
Imagen inferior_ Mallazo de la losa de hormigón armado de las naves laterales. Se realizaron catas y se observó la presencia de capas de terrazo. En la intervención se eliminaron parte de estas capas y se sustituyeron por una capa de compresión de hormigón armado con un espesor de aproximadamente 15 cm.

Periódico_ Las Provincias.

Fecha_ 8 de Enero 1977

Fotógrafo_ Alejandro Escribano

Cedidas_ por Tirso de Ávila





4.6

Intervención en cubierta.

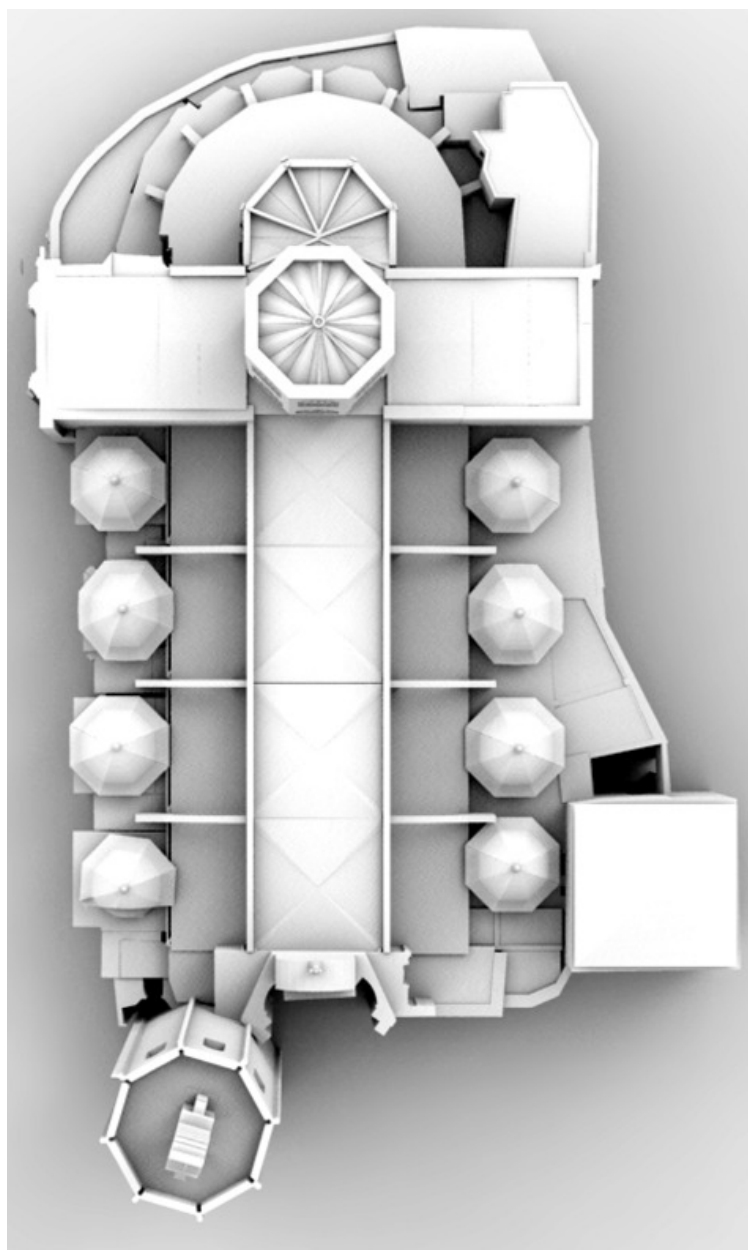
En la imagen se puede apreciar el mallazo de la losa de hormigón y la armadura de los zunchos de refuerzo de la cubierta. El zuncho perimetral y los zunchos dispuestos en coronación de los diafragmas.

Cedidas_ por Tirso de Ávila



INTERPRETACIÓN CONSTRUCTIVA DE LA CUBIERTA DE LA CATEDRAL

A partir del análisis de los planos recuperados de la intervención de 1976, junto con la información fotográfica y la documentación obtenida se ha generado un 3D que reproduce el sistema constructivo de la Cubierta de la Catedral de Valencia.



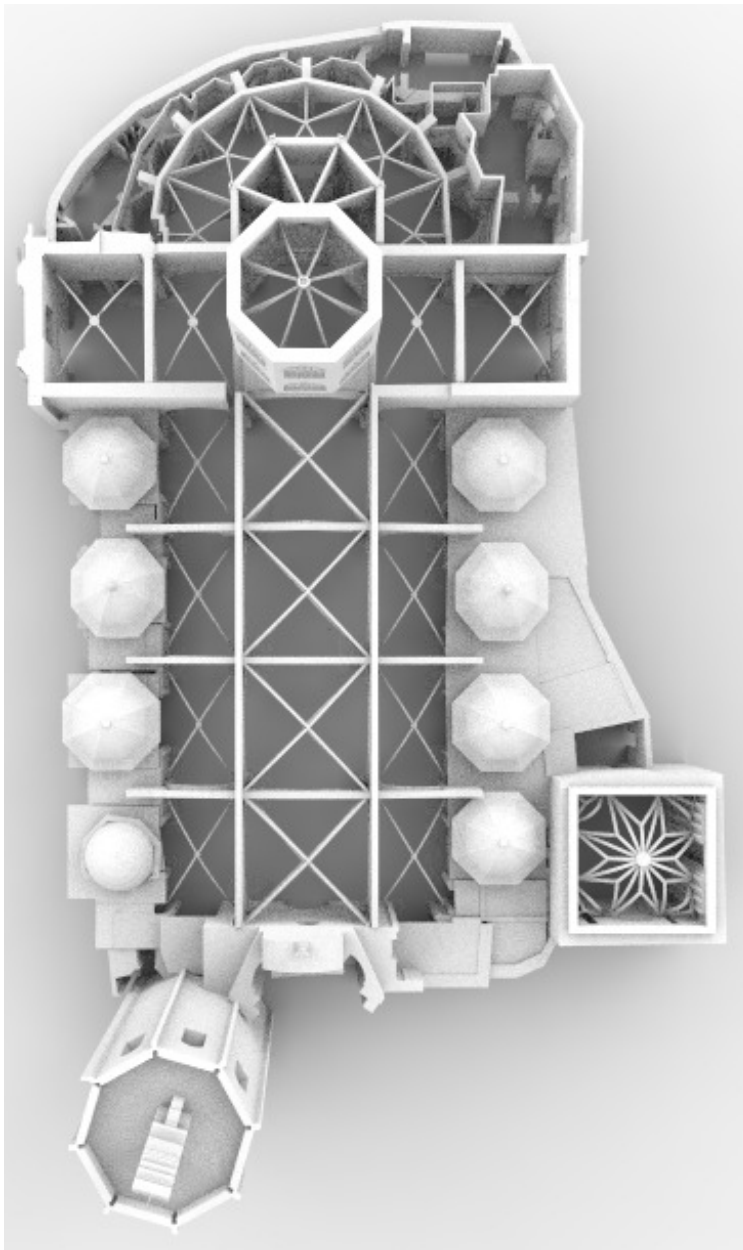
4.7.1_

Imágenes 3D, conjunto de las cubiertas del conjunto catedralicio.

3D de la autora

4.7.2

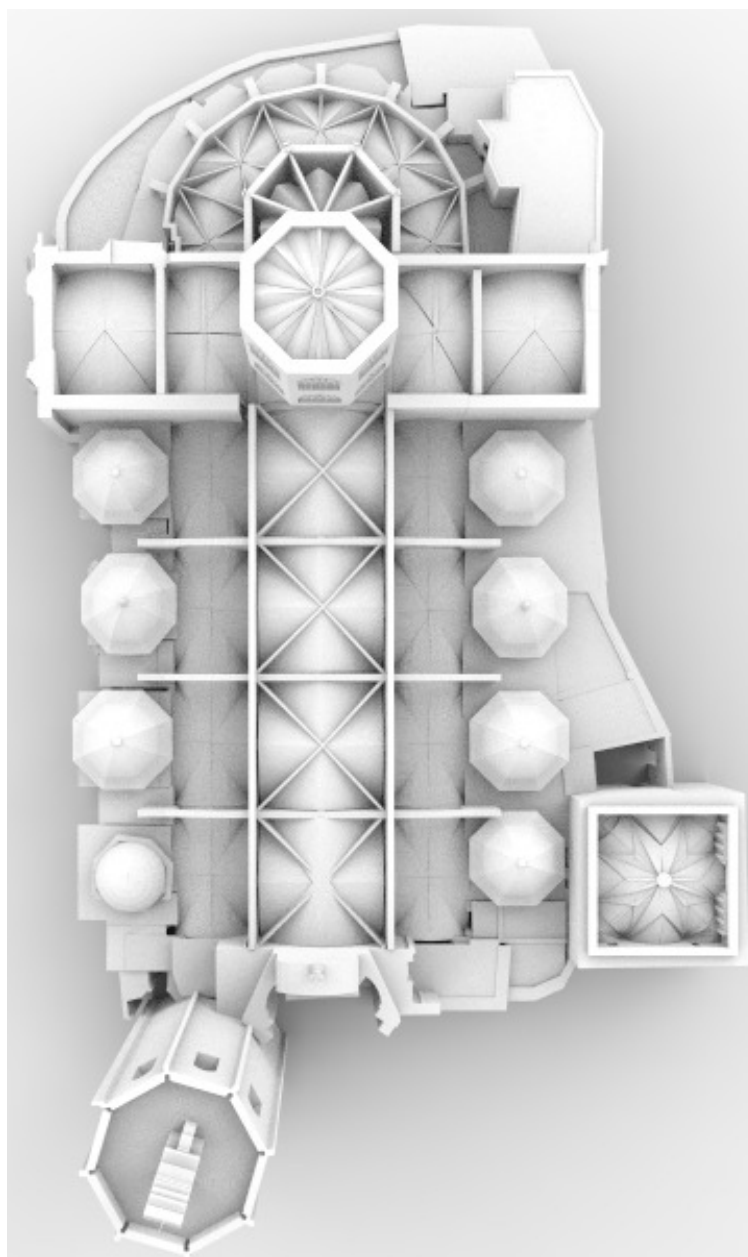
Perspectiva con la disposición de nervios de la nave central y las laterales junto con el cruce-ro y ábside.

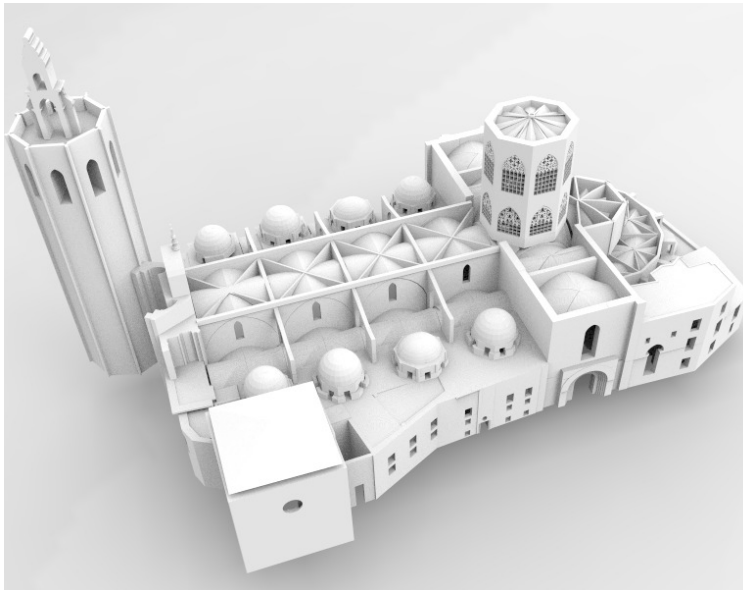


4.7.3_

Enramado murario con los diafragmas y su continuidad con los arbotantes.

Se puede observar los tabiques que arrancan desde los nervios.



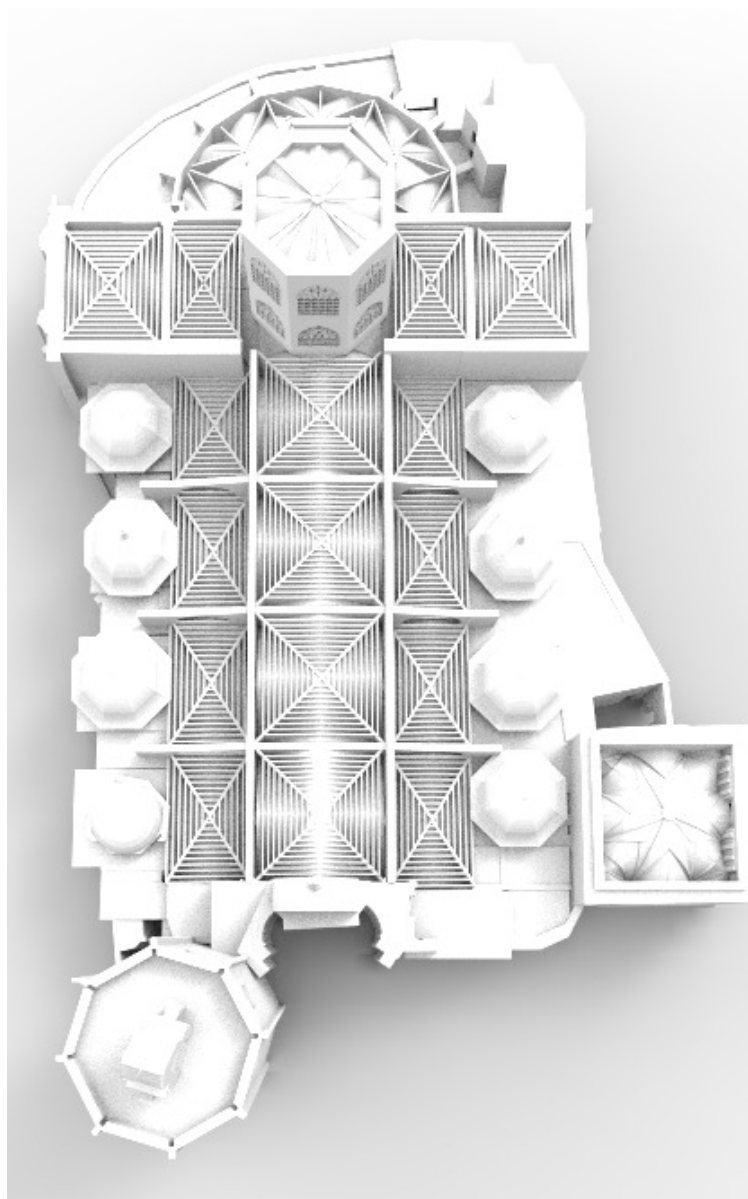


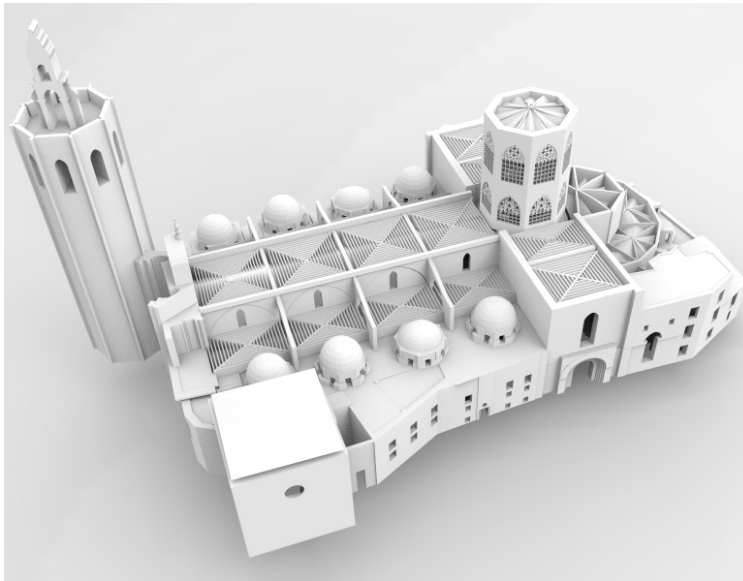
4.7.4
Vistas del entramado murario
con los diafragmas y su conti-
nuidad con los arbotantes.



4.7.5_

Disposición de tabiquillos según documentación aportada por Tirso de Ávila

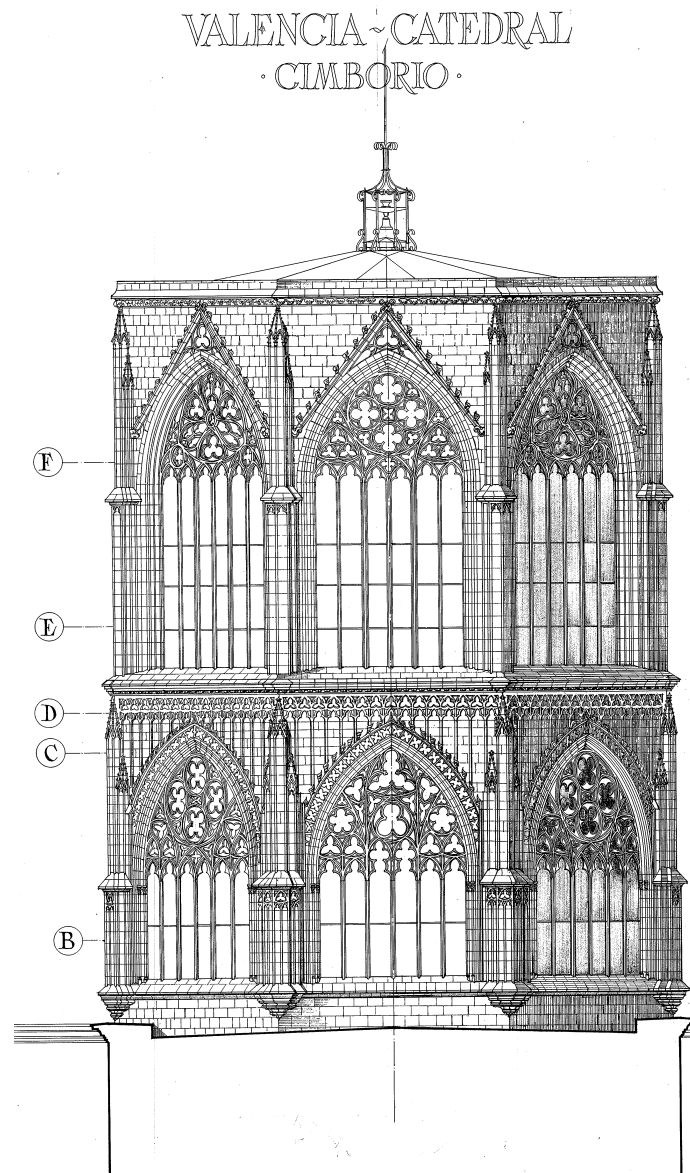




4.7.6
Vistas de la disposición de los
tabiquillos



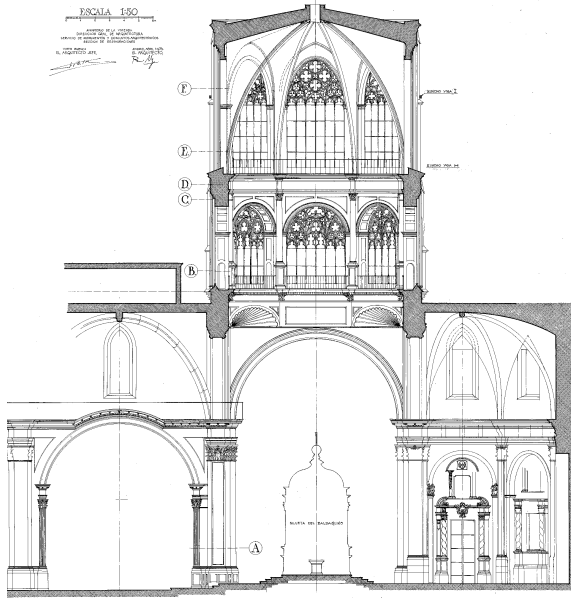
CIMBORRIO_



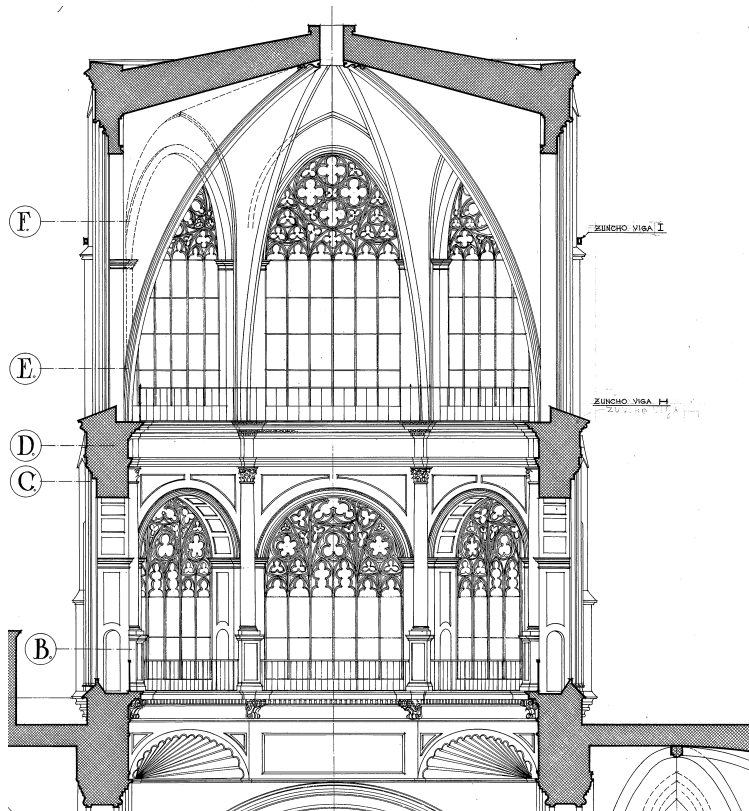
4.8_
Alzado del Cimborrio de la
Catedral de Valencia.

Arquitecto_ Ramiro Moya
Fecha_ Septiembre 1978
Cedidas_ Archivo Urbanístico
de la Escuela Técnica Superior
de Arquitectura.

VALENCIA ~ CATEDRAL
CIMBORIO (ESTADO ACTUAL)



SECCION LONGITUDINAL



4.9
Sección longitudinal del Cim-
borrio.

Arquitecto_ Ramiro Moya
Fecha_ Abril 1976
Cedidas_ Archivo Urbanístico
de la Escuela Técnica Superior
de Arquitectura.

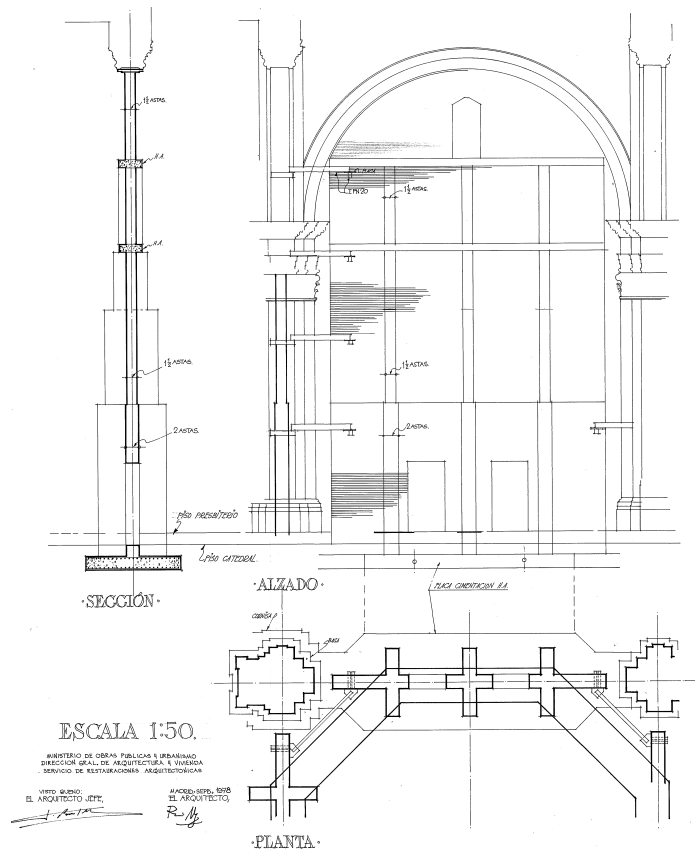
4.10_

Apeo de los arcos torales del
Cimborrio.

Arquitecto_ Ramiro Moya

Fecha_ Septiembre 1978

Cedidas_ Archivo Urbanístico
de la Escuela Técnica Superior
de Arquitectura.



4.11_

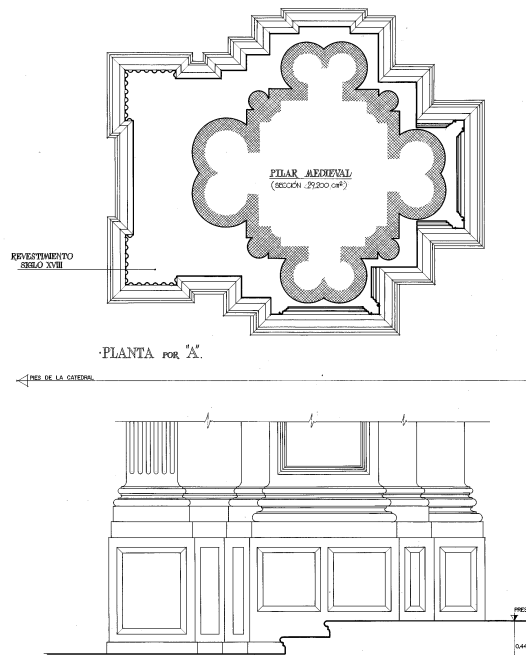
Planos de detalle de los pilares
del Cimborrio.

Pilastra de sillares y núcleo
central a base de un opus ce-
menticium, trasdosado de fá-
brica de ladrillo y revestimien-
to con aplacado de piedra.

Arquitecto_ Ramiro Moya

Fecha_ Mayo 1976

Cedidas_ Archivo Urbanístico
de la Escuela Técnica Superior
de Arquitectura.





4.12

Intervención de recalce en la cimentación.

Intervención en la cimentación de los pilares del Címborio, en concreto sobre el pilar del evangelio (izquierda) y de la epístola (derecha) volcando a la nave principal.

Se alcanza una profundidad de 4,5 metros. Se localizan sillares romanos, además durante la excavación del pilar del evangelio se encuentran restos de una sepultura, con acabado de baldosa cerámica. La cimentación de los pilares es de hormigón de cal y piedra, en forma de octógono.

Cedidas_ por Tirso de Ávila

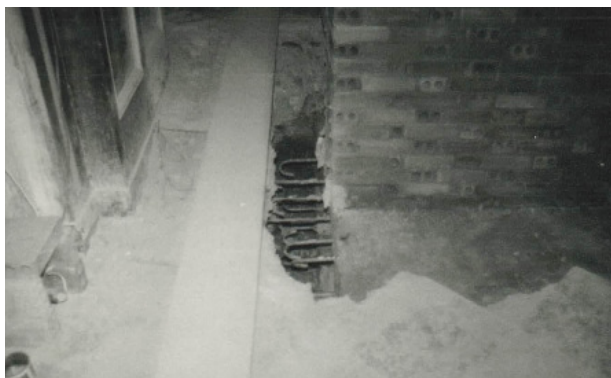
4.13_

Intervención en el recalce de la cimentación.

Las imágenes se corresponden con los pilares del Cimborrio, en la imagen superior se observa el descenso del pilar -en una conversación Tirso de Ávila indica que hay un descenso de aproximadamente 15cm-.

Cedidas_ por Tirso de Ávila





4.14

Intervención en el recalce de la cimentación.

La cimbra de apeo de los arcos torales del Címborio formada por tabiques de ladrillo. En la imagen inferior se ven las armaduras de espera de la viga de hormigón armado. Como muestran las imágenes los tabiques tienen como cimentación las vigas de hormigón.

Cedidas_ por Tirso de Ávila

4.15_

Cimbra de los arcos torales

Obsérvese el apeo de los pilares torales sobre la fábrica de ladrillo.

Cedidas_ por Tirso de Ávila

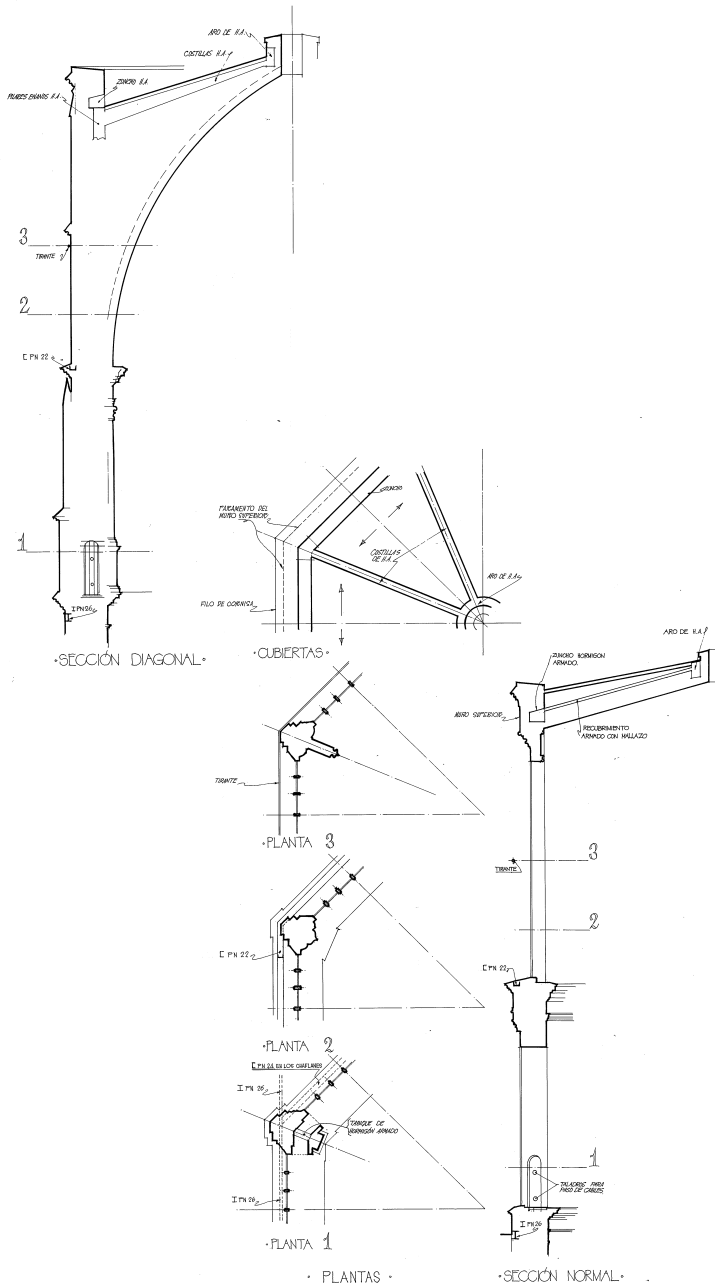


VALENCIA - CIMBORIO

• ESTRUCTURAS DE REFUERZO •

ESCALA 1:50.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO
DIRECCIÓN GENERAL DE ARQUITECTURA Y URBANISMO
SERVICIO DE RECONSTRUCCIÓN DE MONUMENTOS
VISTO: RAMIRO MOYA
EL ARQUITECTO JEFE:
R. MOYA
F. 1978



4.16

Secciones del sistema de rigidez empleado en los tres niveles de la altura del Ciborio.

Zuncho de refuerzo en tres niveles, un primer nivel en su arranque, a la altura de las trompas, se dispone un perfil IPE 260.

El segundo zuncho metálico UPN 220 situado en la cornisa de arranque del segundo cuerpo.

En el arranque de los arcos se elimina el perfil IPN 200 y se sustituye por un tirante de acero circular de diámetro 30 mm.

Se realiza un anillo perimetral de hormigón armado de 40 cm aproximadamente en el vaciado practicado en la coronación del muro perimetral. Se dispone otro zuncho en la clave y se unen ambos anillos por medio de zunchos de hormigón armado.

Arquitecto Ramiro Moya

Fecha Septiembre 1978

Cedidas Archivo Urbanístico de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.

4.17_

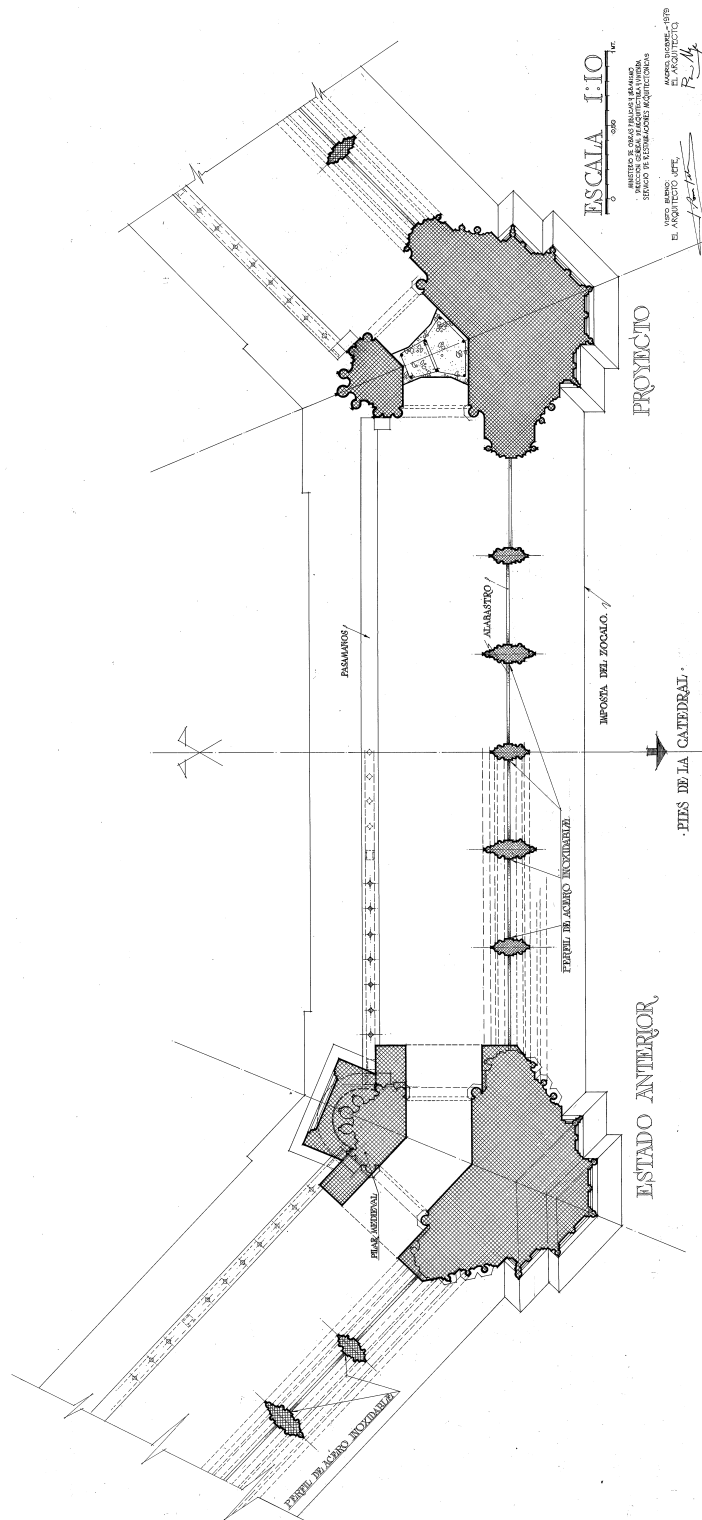
Detalle sección transversal. Se corresponde con la planta 1 de la f. 4.16.

Macizado de los huecos del primer cuerpo, pertenecientes al recorrido de la primera balconada. Refuerzo de tracerías.

Arquitecto_ Ramiro Moya

Fecha_ Septiembre 1978

Cedidas_ Archivo Urbanístico de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.



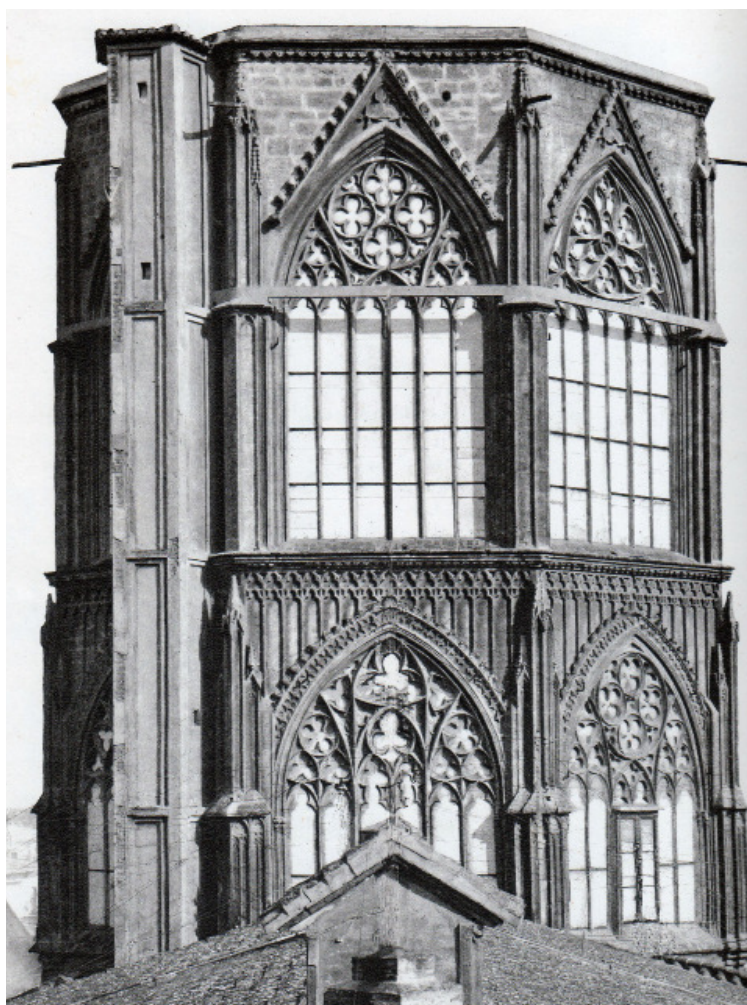
4.19_

Vista exterior del Cimborrio

Obsérvese en el segundo cuerpo el aspecto del perfil colocado en la actuación de 1920. Este zuncho se elimina en la intervención de 1976 y se sustituye por un perfil de acero de diámetro 30 mm. Además se sustituye el volumen de la escalera de acceso a la cubierta por una metálica.

Destacar en esta imagen los ocho canalillos de cobre, que son sustituidos en la intervención por 16 gárgolas colocadas a ambos lados de los vértices del octógono.

(Balbás, 1946, 230)





4.20
Zunchado del Címborio, dividido en tres niveles.

Sistema de andamiaje previo a la intervención.

Cedidas_ por Tirso de Ávila

4.21_

Zunchado del Cimborrio, primer nivel.

Encuentro de la cubierta de las naves con el arranque del Cimborrio.

Se colocó un zuncho metálico IPE en el perímetro de arranque del primer cuerpo, así como un zuncho que delimita las trompas, definiendo el triángulo que se muestra en la imagen.

En el interior, en este mismo nivel, se ciegan los huecos del recorrido de la balconada.

Cedidas_ por Tirso de Ávila





4.22

Zunchado del Cimborrio, primer nivel.

Entrega de la cubierta de la Catedral con el Cimborrio.

En la imagen superior se observa la armadura del zuncho perimetral, que queda soldada al perfil que delimita el refuerzo en las trompas

En el margen izquierdo de la imagen inferior se observa la cubierta a dos aguas.

Cedidas_ por Tirso de Ávila



4.23_

Zunchado del Cimborrio, segundo nivel.

Perfil metálico UPN 220, situado a la altura de arranque del segundo cuerpo -como indica la marca realizada directamente sobre la fotografía original-.

Cedidas_ por Tirso de Ávila





4.24
Zunchado del Cimborrio, segundo nivel.

En 1920 se colocó, en el segundo cuerpo del Cimborrio, un perfil IPN 200 revestido de hormigón. Como consecuencia de las dilataciones fue eliminado ya que provocaba el desprendimiento de molduras. Se elimina el volumen de la escalera y se sustituye por otra de anillos de acero como muestra la imagen inferior.

Cedidas_ por Tirso de Ávila



4.25_

Zunchado del Cimborrio, segundo nivel.

Se elimina el perfil IPN 200, anteriormente mostrado, y en su lugar se coloca un perfil tubular de Ø 30mm.

En la imagen superior se intuye lo que pudo ser el sistema de evacuación de aguas, la piedra intermedia donde se situaría la gárgola conectada al tubo cerámico interno.

Fecha_ 1979

Cedidas_ por Tirso de Ávila



4.26_

Zunchado del Cimborrio, segundo nivel.

Fecha_ Diciembre 2011

Fotografía de la autora





4.27

Zunchado del Címborio, tercer nivel.

En la imagen superior el zunchado de hormigón armado perimetral de aproximadamente 40 cm de canto, situado en coronación del cerramiento del Címborio. Para su construcción se desmontaron las piedras de la parte superior del cerramiento. Obsérvese como se recrece en las esquinas el ancho de este zunchado.

Además se observan las armaduras de espera de las costillas que atan el zunchado perimetral y el nervio del óculo.

También se muestra el nuevo sistema de evacuación de aguas, que duplica las gárgolas.

Cedida_ Tirso de Ávila



La imagen muestra el acabado de la cubierta definitiva. Con el sistema de las bóvedas intermedias para la evacuación de aguas, un total de 8 limatesas y 16 limahoyas.

Fotografía de la autora
Fecha_ Diciembre 2011

4.28_

Intervención en el exterior del
Cimborrio.

La reconstrucción de tracerías,
maineles y placas de alabas-
tro.

Fecha_ 1978

Cedidas_ Tirso de Ávila



4.29_

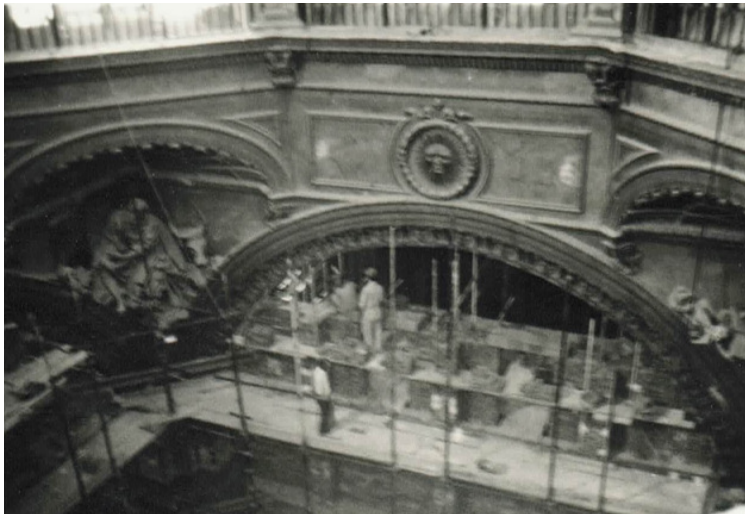
Intervención en el interior del
Cimborrio

Refuerzo de tracerías con ace-
ro. Hormigonado de los pasos
en el recorrido perimetral de la
primera balconada.

Fecha_ 2014

Fotografía de la autora





_4.30

Intervención en el interior del Cimborrio.

Las imágenes muestran la decoración neoclásica de Antonio Gilabert, en el primer cuerpo. Esta decoración es eliminada y se reparan los daños ocasionados sobre las piedras de este nivel.

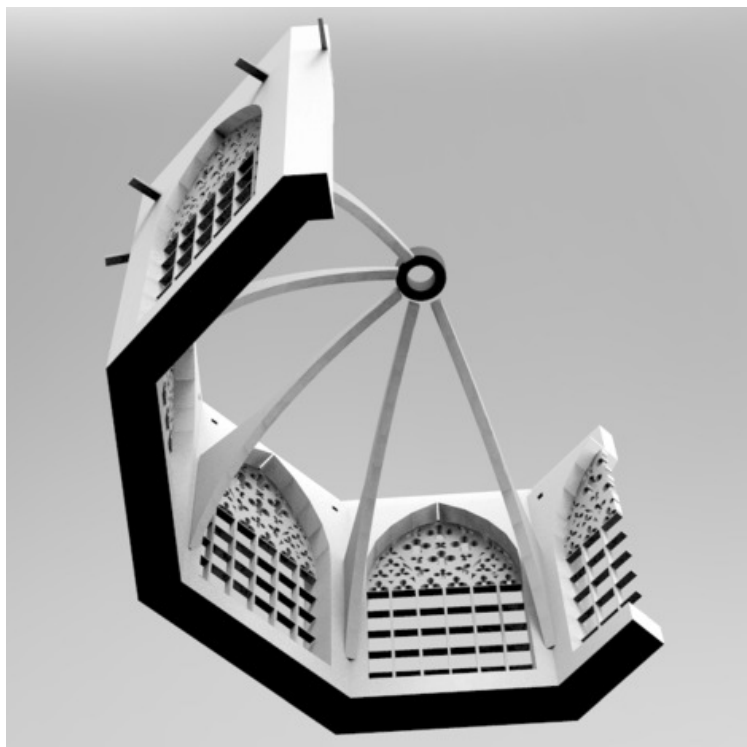
Cedidas_ por Tirso de Ávila

INTERPRETACIÓN CONSTRUCTIVA DE LA CUBIERTA DEL CIMBORRIO

Las imágenes muestran el sistema constructivo de la Cubierta del Cimborrio.

A partir de las información fotográfica, de la documentación contrastada, además del levantamiento gráfico realizado, se ha interpretado la actuación de 1976, que queda plasmada en este 3D.

Como se ha comentado se interviene en la cubierta. Por tanto quedan reflejados todos los elementos de refuerzo, como el anillo de hormigón en la linterna, el refuerzo en la coronación de los muros perimetrales, además de incluir las costillas sobre los nervios.

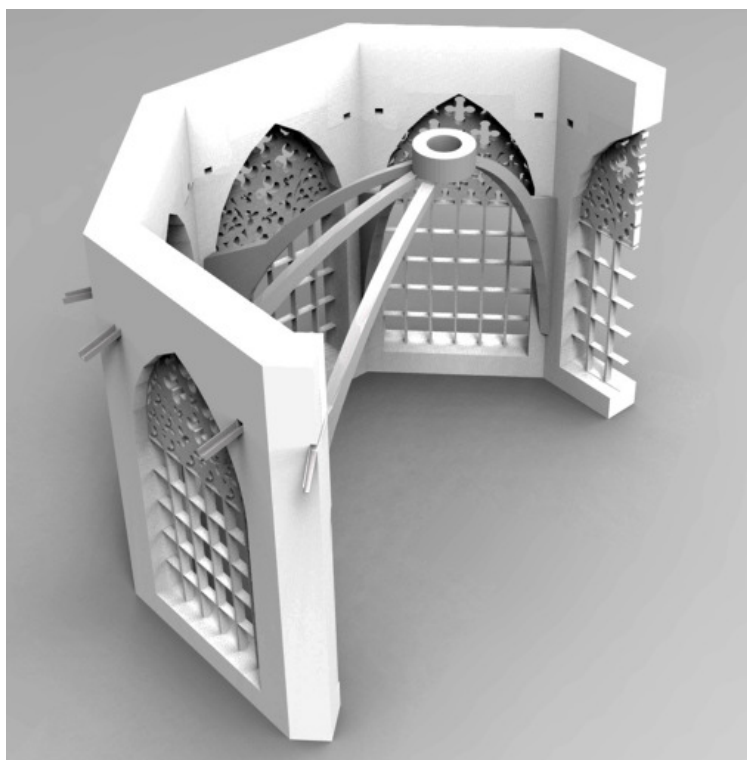


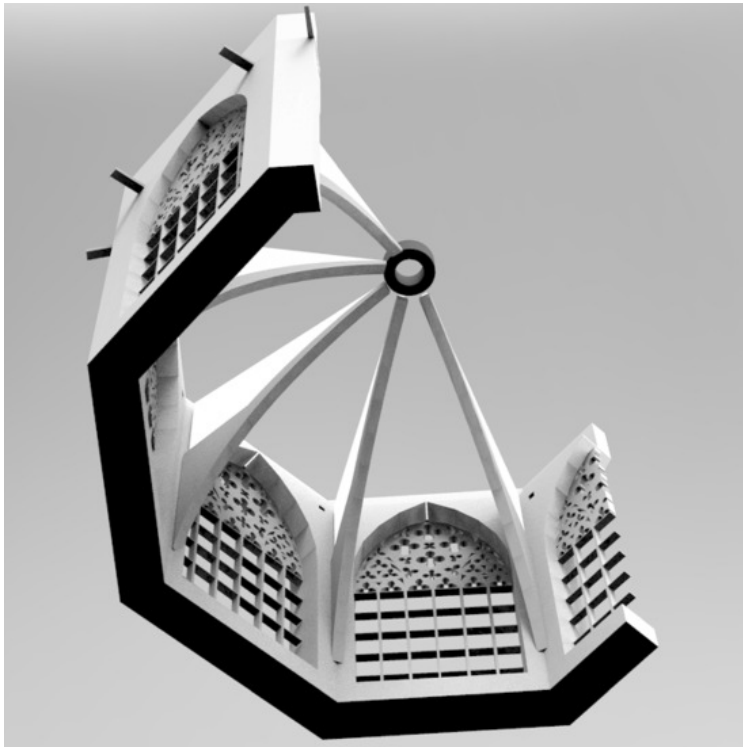
4.31.1_

Imágenes 3D, Proceso constructivo cubierta actual del Cimborrio.

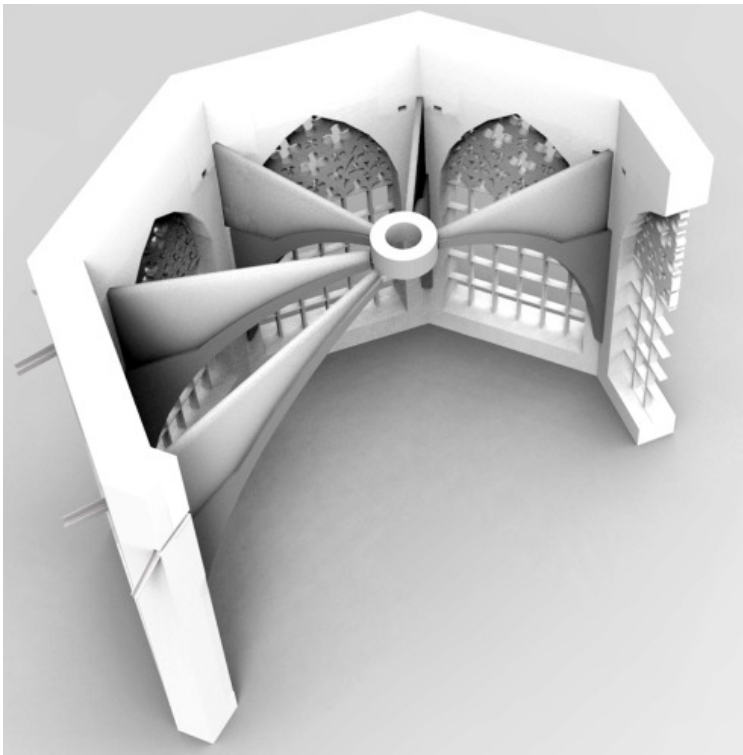
Vista cenital y en planta de los nervios.

3D de la autora





_4.31.2
Vista cenital y en planta de
arranque de tabique sobre los
nervios.



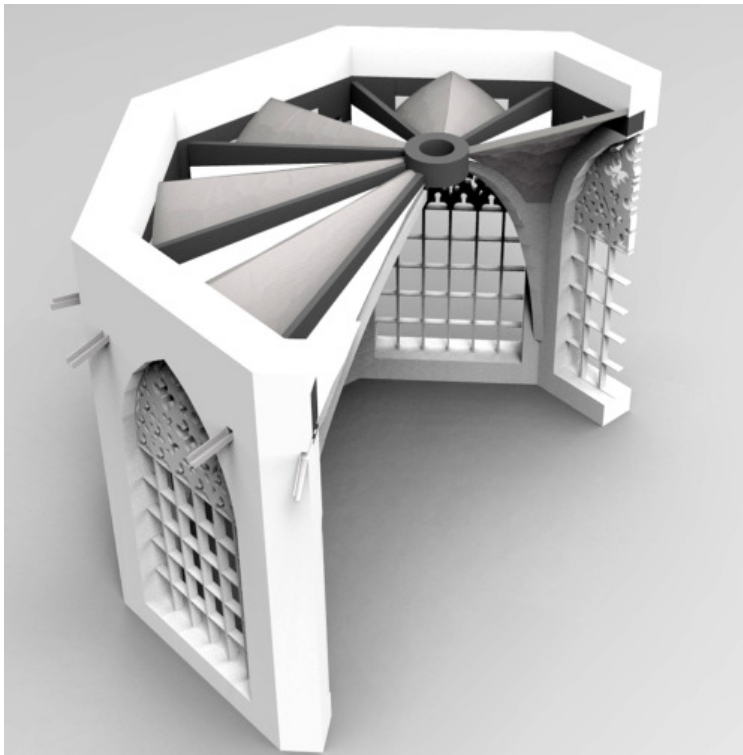
4.31.3_

Vista cenital y en planta del desmonte de la coronación del cerramiento. Zunchado perimetral de hormigón armado en cerramiento, en el óculo y sobre los tabiques.





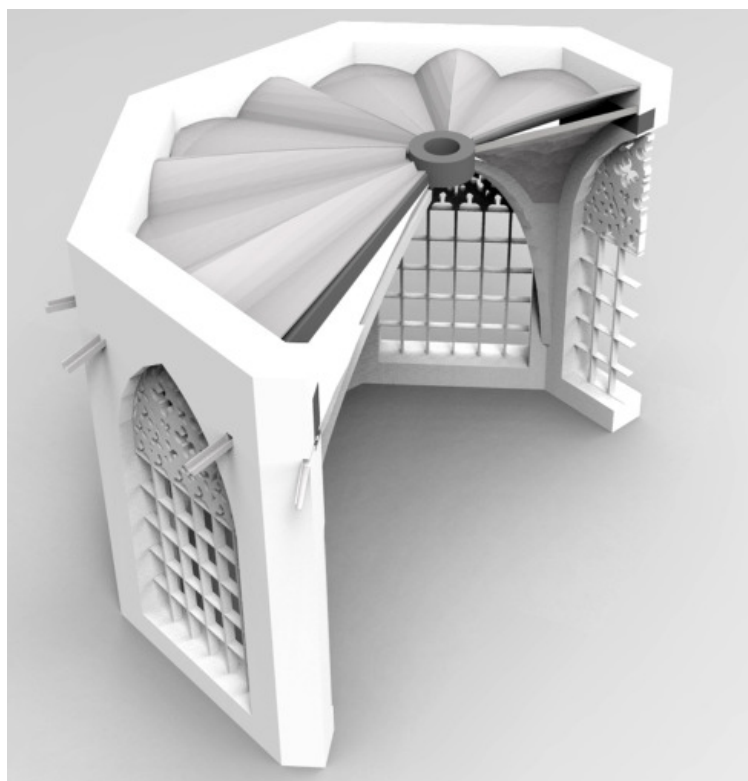
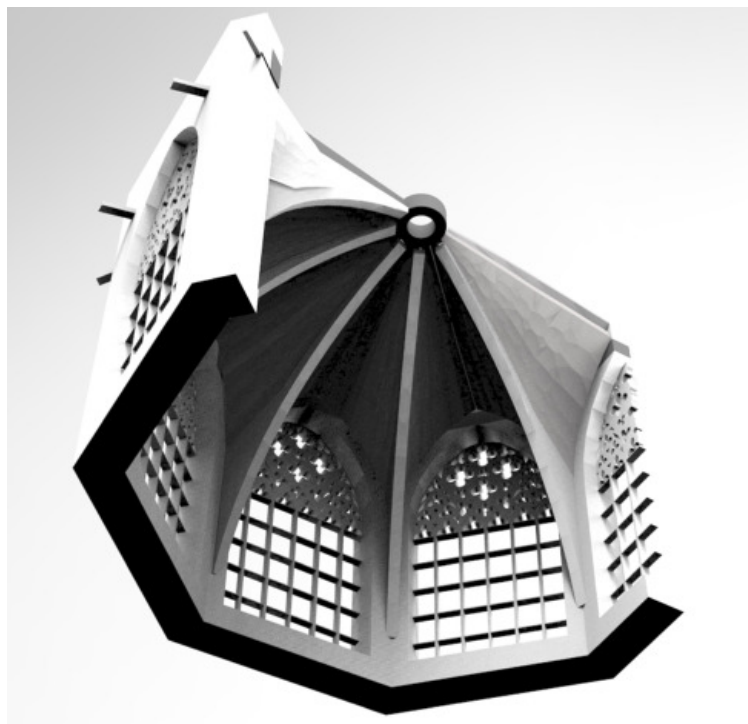
4.31.4
Bóvedas de la cubierta



4.31.5_

Remate superior de la cubierta, introducción de las bóvedas en esquina para la evacuación de aguas.

Además se puede observar los perfiles utilizados como sistema de evacuación de aguas, duplicados a ambos lados de los vértices.



4.3
HERRAMIENTA
ESCANEADO LÁSER



El escaneado láser es una herramienta que aplica una técnica no destructiva que se fundamenta en la captura de puntos. Su referencia espacial, extracción y análisis así como la obtención de dibujos 2D-3D, permite obtener una información más precisa, reflejando los desplomes y deformaciones. Gracias a ella podemos obtener una geometría fiel a la realidad.

La toma de datos fue realizada por medio del equipo técnico perteneciente al Departamento de Expresión Gráfica de la Universidad Politécnica de Valencia¹⁰. Se utilizó el Escáner Láser 3D (modelo LEIKA). Este método permite una rotación de 360° y como resultado genera la llamada “nube de puntos”. Se trata de una información de “alta densidad” que ofrece un resultado final de mayor precisión. La alta densidad de puntos permite distinguir esta tecnología de otros métodos también basados en la obtención discreta de puntos según sus coordenadas X, Y y Z.

En el caso de la Catedral se realizaron un total de dieciocho estaciones, ya que se consideraron que eran las necesarias para la generación de la nube de puntos. Dieciséis son exteriores, ocho a cada lado de los paramentos que definen el perímetro del Cimborrio, concluyendo con dos estaciones en el interior de la catedral. Se obtienen los puntos que reproducen tanto el exterior como el interior de la Catedral, incluyendo a su vez parte de los edificios colindantes.

Una vez realizada la toma de datos se procedió a la extracción de la información obtenida mediante el Escáner. Se empleó en primer lugar el software Cyclone, que permite visualizar los datos a través de su representación en 3D, también permite la generación de imágenes.

Posteriormente y debido a la complejidad en la importación de dicha documentación se realiza ad hoc el programa Escuadra¹¹ que posibilita la visualización así como el manejo de la nube de puntos. Lo más relevante de este programa es que permite convertir estos puntos de coordenadas x, y, z en puntos reconocibles por cad.

A partir del dxf de los puntos exportados a cad, podemos trazar las líneas que configuran las secciones, alzados y plantas del Cimborrio. Finalmente se genera un volumen completo a partir de los planos 2D. El conjunto queda formado por un total de 16 alzados (8 interiores y 8 exteriores), 11 secciones transversales y 8 secciones longitudinales.

A continuación se muestra los resultados obtenidos del escaneado Láser, la nube de puntos del conjunto de la Catedral. Como se ha comentado anteriormente el levantamiento gráfico se centra en el Cimborrio, por su complejidad y por la necesidad de conocer la geometría exacta ya que es determinante en el análisis estructural. Además se aportan las imágenes del proceso de generación del levantamiento gráfico, desde la nube de puntos hasta la recuperación en cad. Finalmente se adjunta el resultado de este proceso resumido en los planos que se recogen en el Anexo de esta Tesis.

DESCRIPCIÓN

10

D. Pablo José Navarro Esteve, catedrático en Expresión Gráfica Arquitectónica y la doctorando en Bellas Artes Dña. Marta Navarro Camallonga.

_ f.4.32, f.4.33, p.132

_ Exportación nube de puntos, p.141

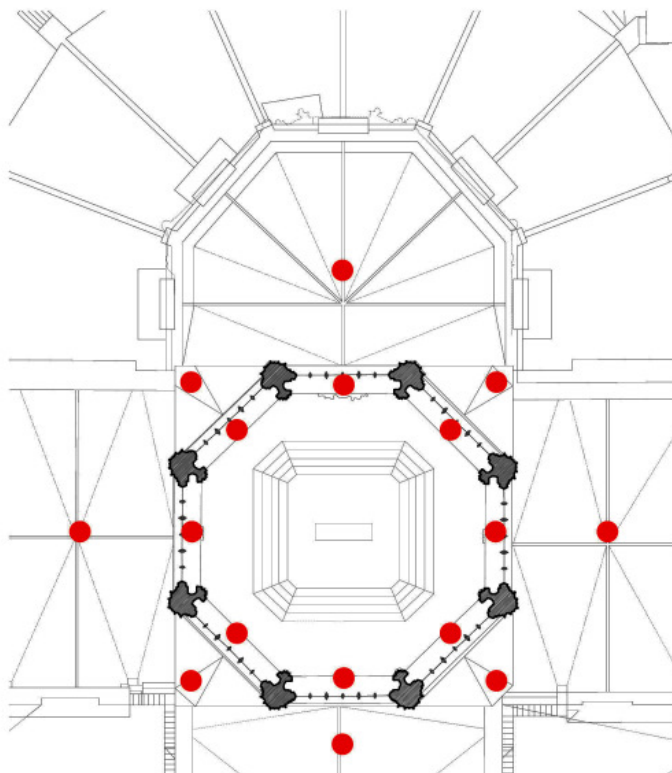
11

Escuadra: Programa desarrollado por el profesor D. Adolfo Alonso Durá,

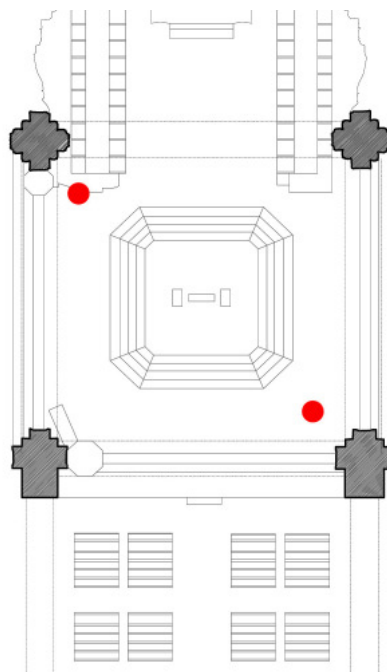
_ f.4.48, f.4.49, p.143

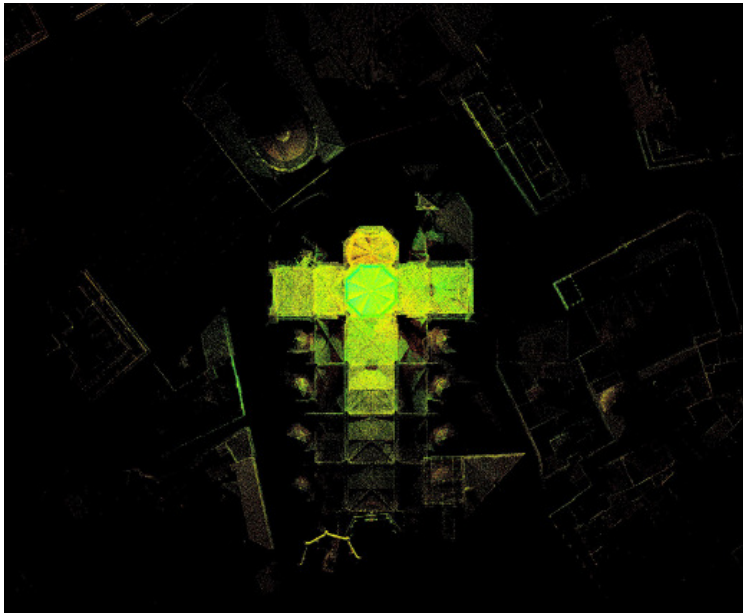
_ 11, Anexo, p.333

4.32_
Situación de las estaciones del
Escáner Láser.
Cubiertas de la Catedral.
Cota_ 20 metros.



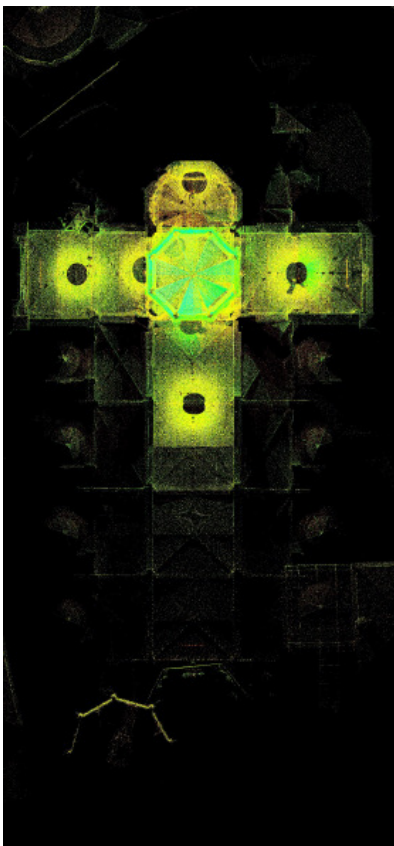
4.33_
Situación de las estaciones del
Escáner Láser.
Interior de la Catedral
Cota_ 1 metro





_4.34
Nube de puntos planta de la
Catedral y de las edificaciones
del entorno.

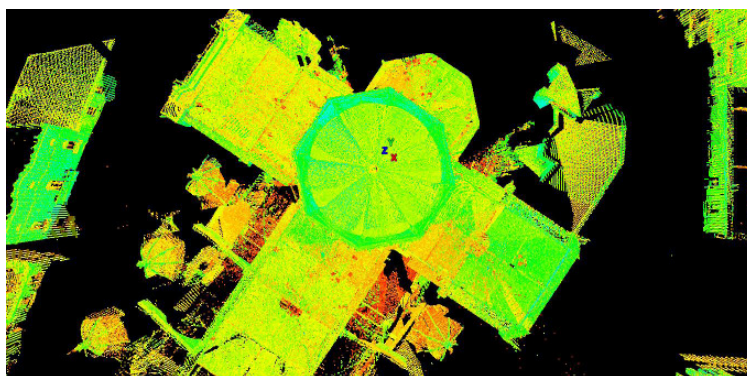
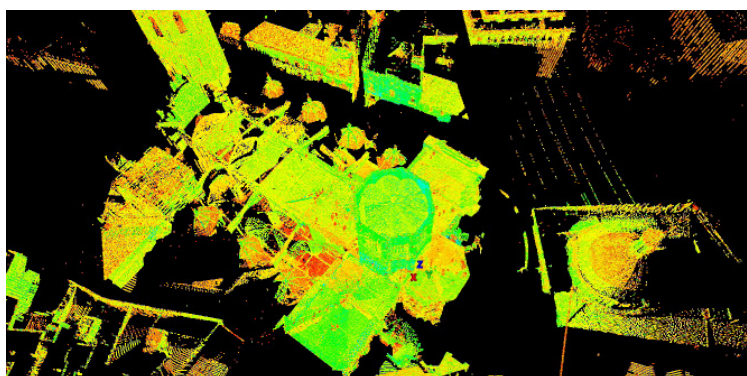
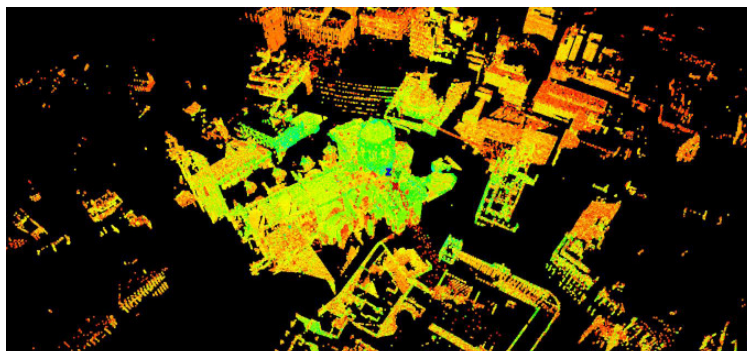
Número de puntos_ 21.030.227
Programa_ Cyclone.



4.35_

Perspectivas de la nube de puntos de la Catedral y del entorno

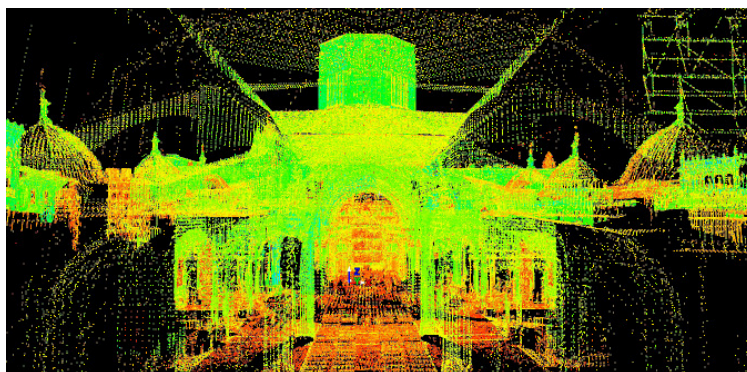
Número de puntos recuperados_21.030.227

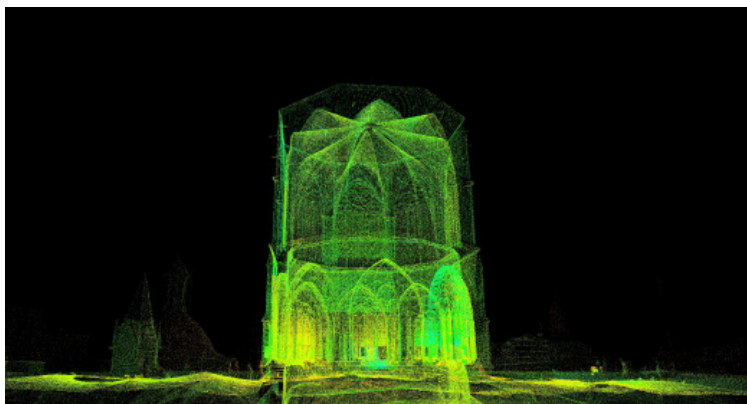


4.36_

Nube de puntos de la Catedral.

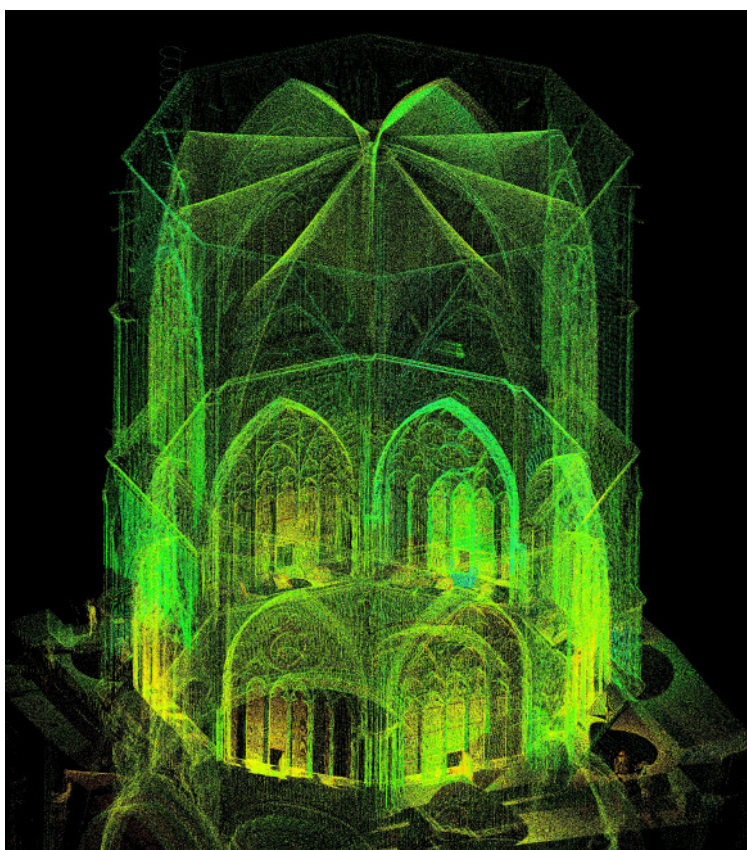
Se observa la superposición de la nube de puntos interior y exterior.





_4.37
Nube de puntos Cimborrio y
cubiertas catedral

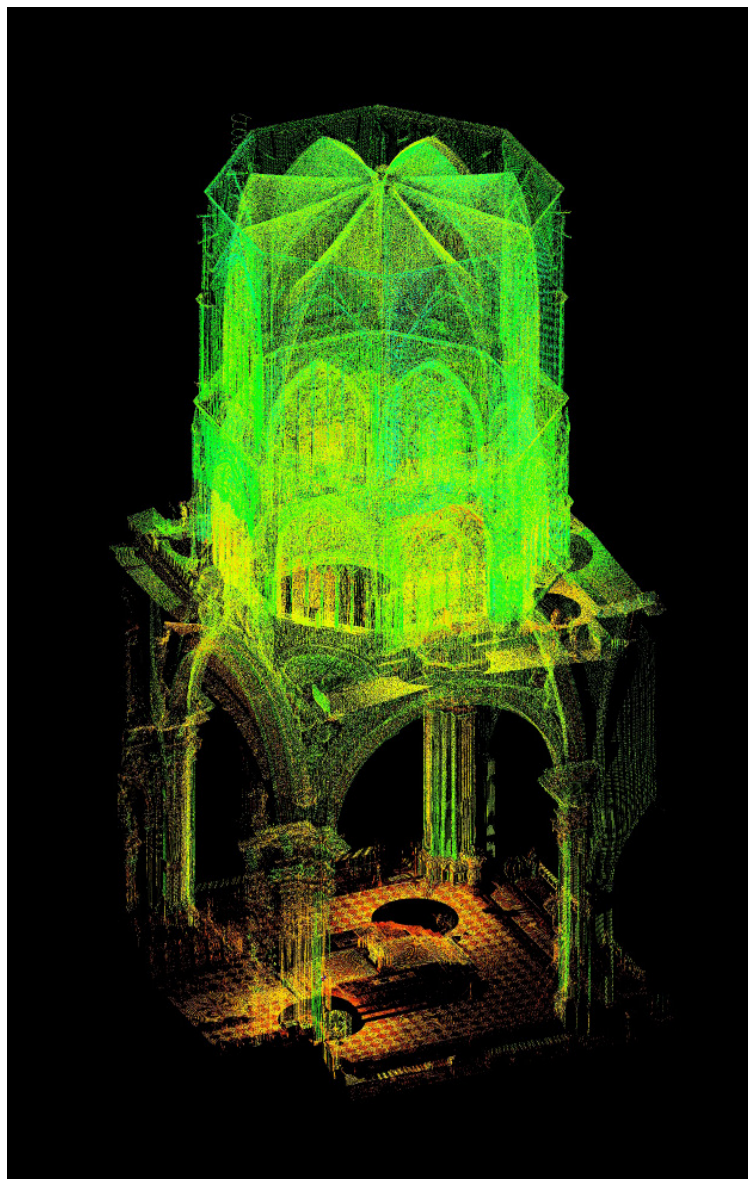
Número de puntos_ 15.625.698

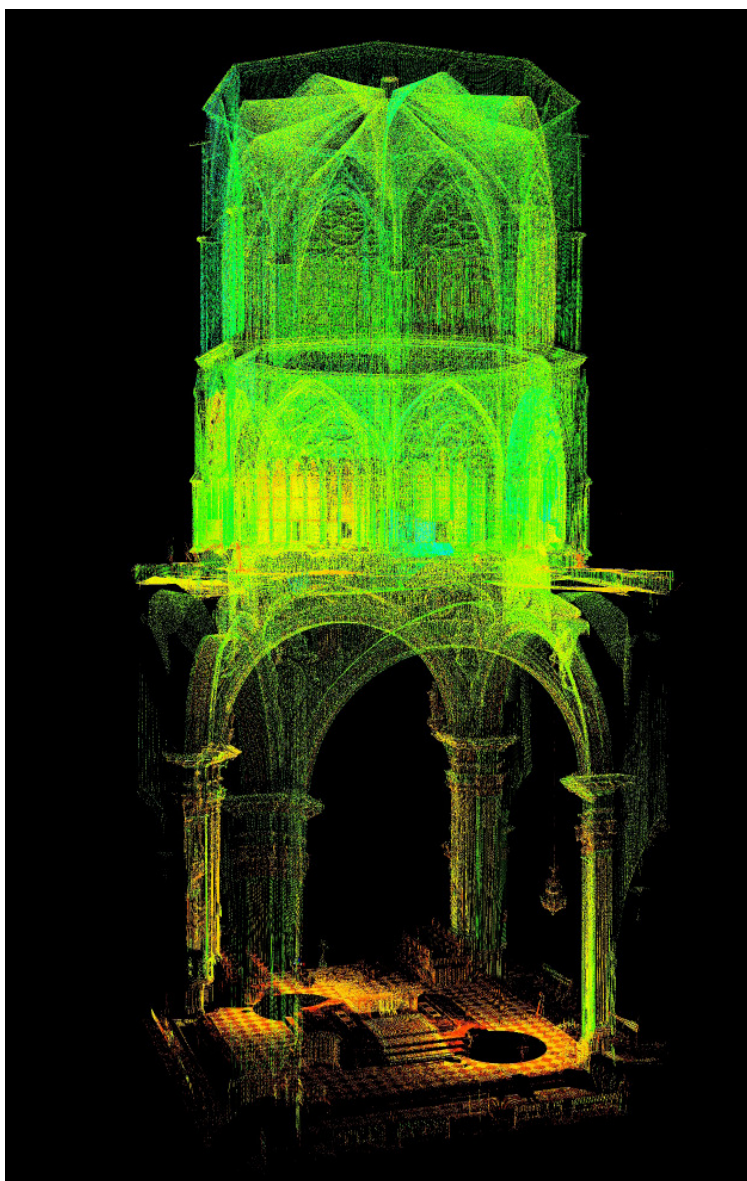


4.38_

Nube de puntos exterior e interior del Cimborrio

Número de puntos_ 15.625.698





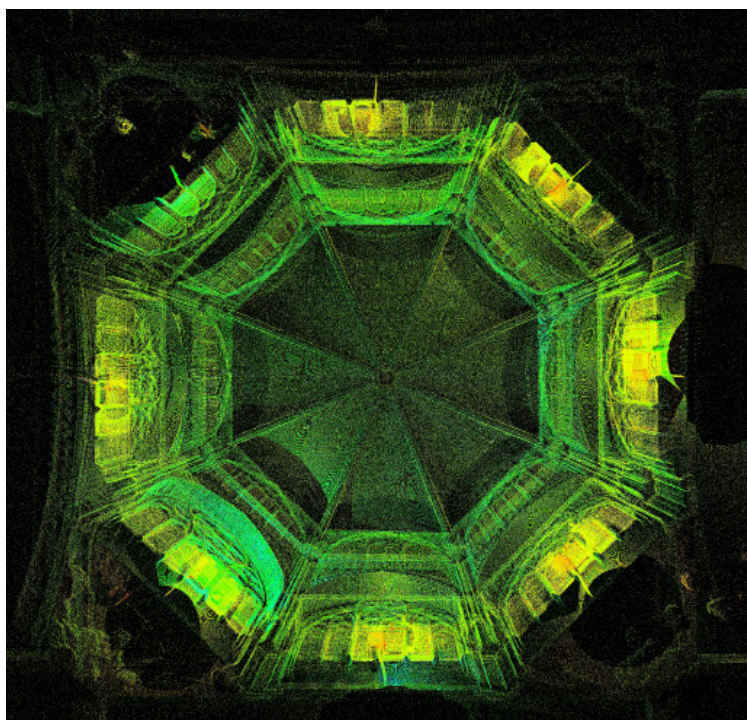
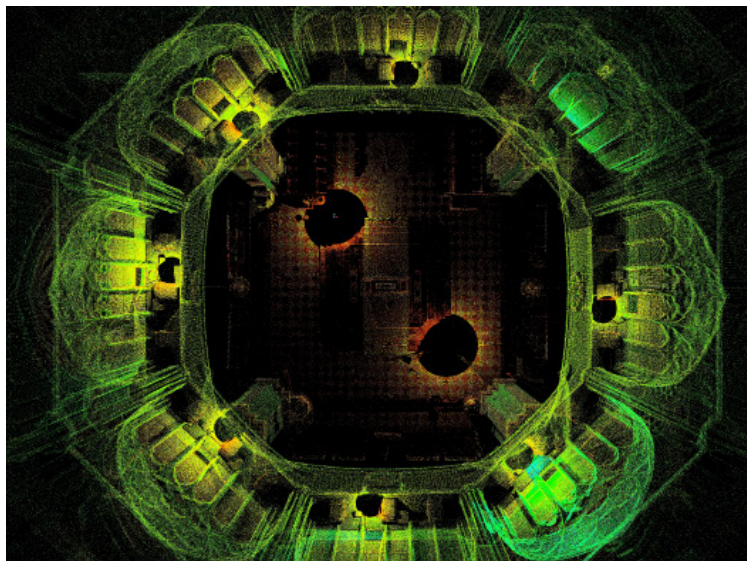
_4.39
Nube de puntos exterior e interior del Címborio

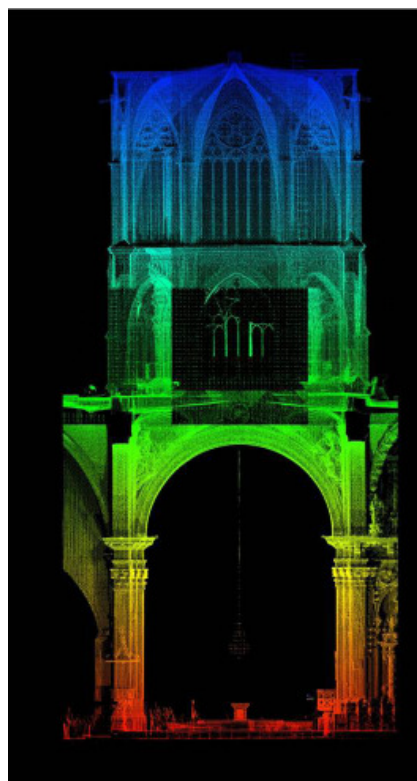
Número de puntos_ 15.625.698

4.40_

Planta cenital y planta aérea
del Címborio.

Número de puntos_ 15.625.698





_4.41

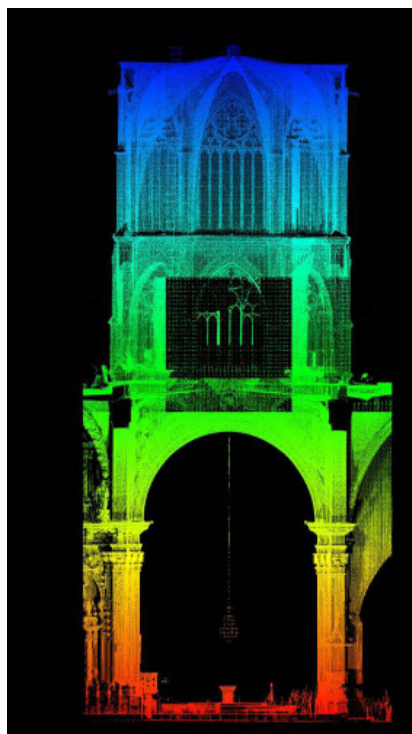
Secciones del Cimborrio en la dirección longitudinal de la nave principal.

Los colores en degradación hacen referencia a la coordenada Z.

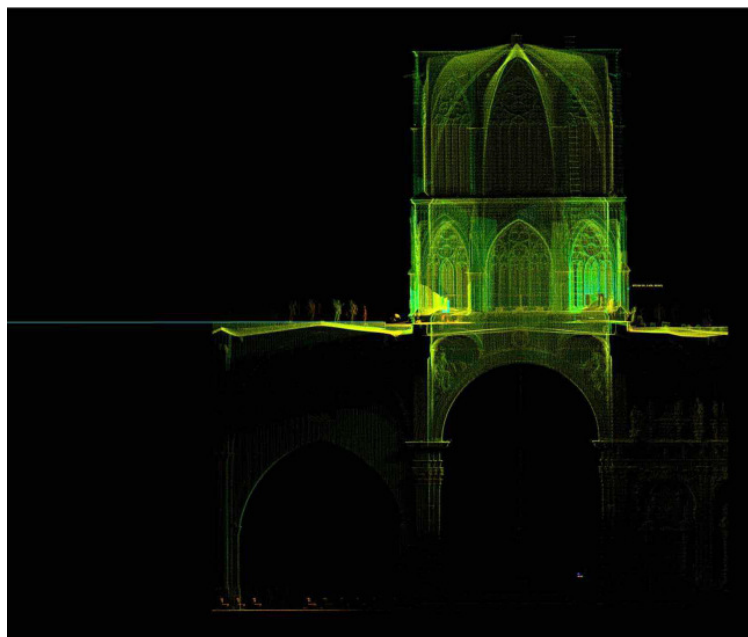
En la imagen superior se observa un desplome en sentido de la nave principal (desplome hacia la izquierda).

En la imagen inferior este desplome se produce hacia el margen derecho.

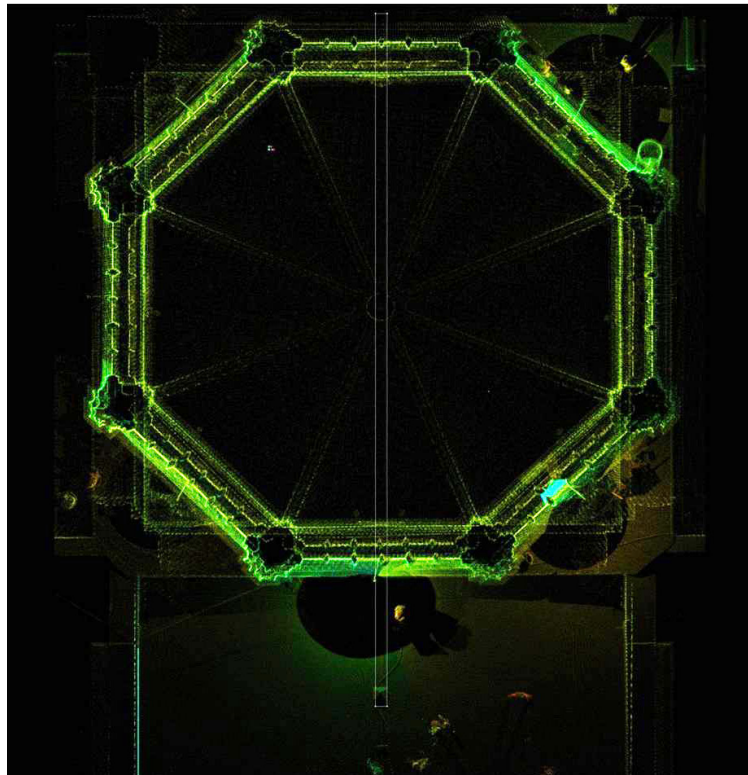
_ Desplomes y descensos en el Cimborrio, f. 4.51, p. 151

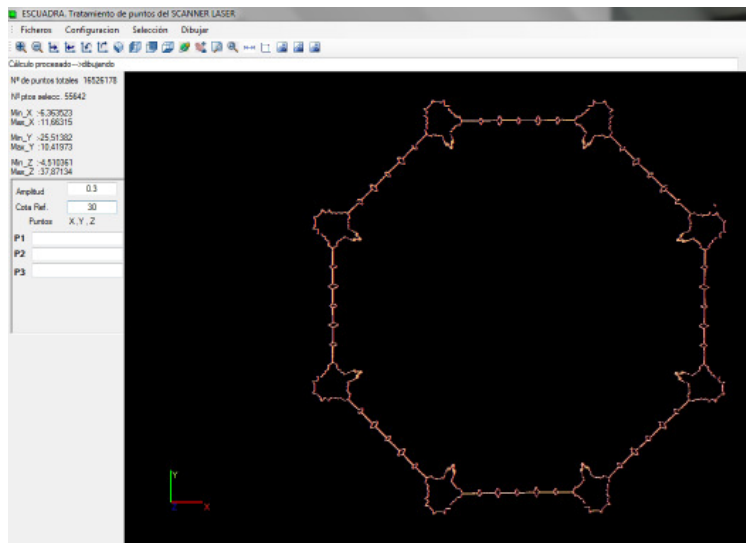


4.42_
Sección longitudinal Cimbo-
rrio y nave principal.



4.43_
Sección transversal del Cim-
borrio.





EXPORTACIÓN NUBE DE PUNTOS

_4.44

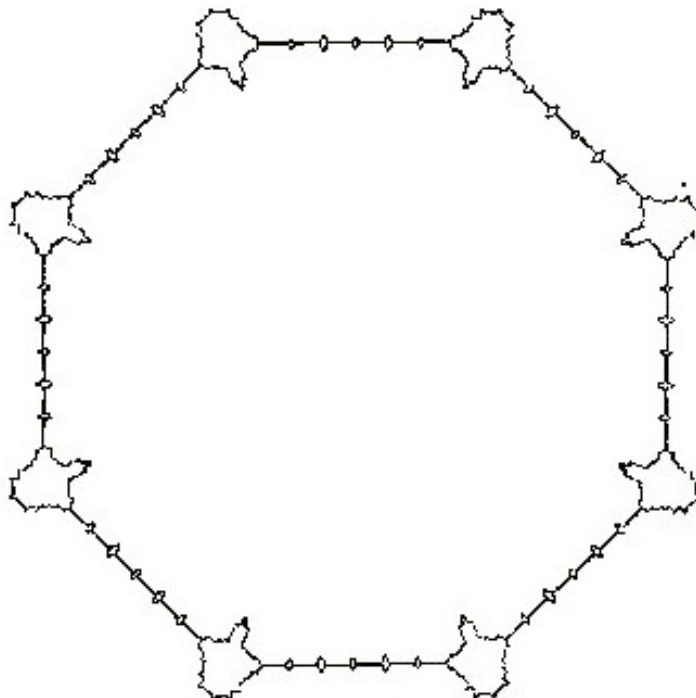
Sección transversal Cimborrio

El programa Escuadra permite recuperar la nube de puntos. Se selecciona aquello que queremos exportar, en este caso se ha seleccionado una sección transversal del Cimborrio, en concreto a una altura de 30 m.

Como indica en el margen izquierdo el número de puntos totales es mayor que el que exportamos a cad.

Número de puntos exportados_ 55.542

Programa_ Escuadra.



_4.45

La imagen muestra la sección anterior recuperada con dxf en CAD.

Número de puntos_ 55.542

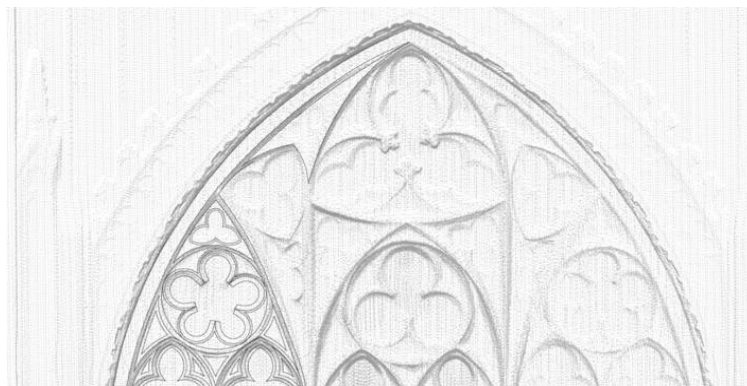
Programa_ Autocad

4.46_

Nube de puntos y su correspondiente trazado de líneas. Detalle de tracería del alzado sur del primer cuerpo del Címborio.

Con el mismo proceso anterior se recupera el alzado sur del Címborio.

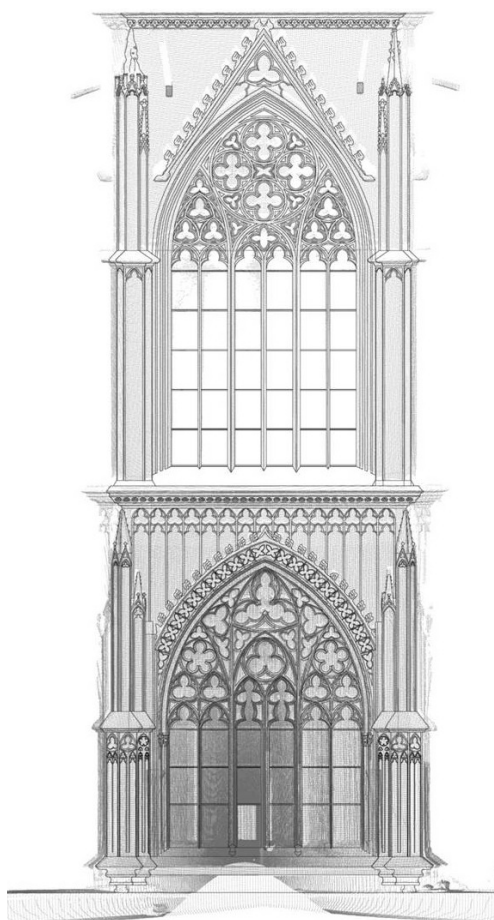
En estas imágenes se ve el proceso de trazado de las líneas, apartir de los puntos exportados.

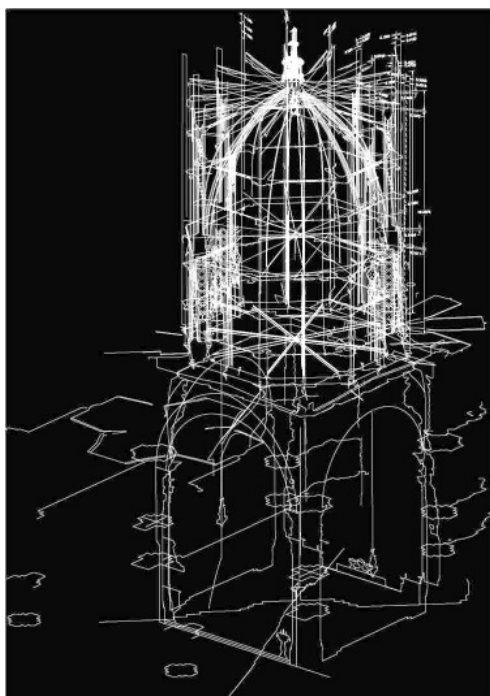


4.47_

Resultado del trazado completo de las líneas a partir de los puntos.

Se puede observar que la imagen no es nítida porque se han mantenido en segundo plano la nube de puntos.



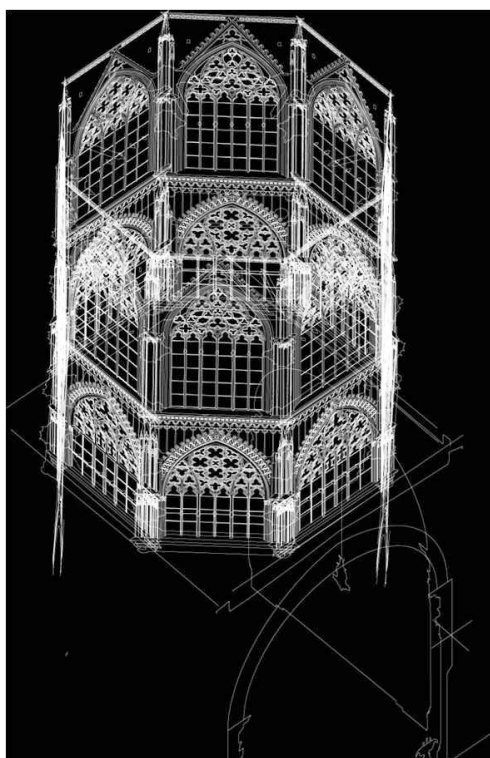


4.48

Obtención de las líneas de segundo plano.
3D generado a partir del conjunto de secciones 2D.

La finalidad de este volumen es poder proyectar según el plano deseado las líneas que están en un segundo plano, de forma que se mantenga la fidelidad geométrica en todo el proceso de elaboración de los planos.

En este caso se ha generado un volumen completo del Címborio, partiendo de los secciones 2D, 11 secciones transversales y 8 secciones longitudinales.



4.49

Obtención de las líneas de segundo plano.
3D generado a partir del conjunto de alzados 2D.

En el levantamiento de los planos de alzados, se ha seguido el mismo procedimiento empleado en las secciones, para obtener las líneas que están en segundo plano.

Se ha generado un volumen completo del Címborio, partiendo de un total de 16 alzados (8 interiores y 8 exteriores).



En este apartado se recogen todos los resultados obtenidos a partir del Escáner Láser.

RESULTADOS DEL ESCANEADO LÁSER

A partir del proceso descrito anteriormente se generan las plantas, alzados y secciones del Cimborrio. Se trata de una documentación inédita que se recoge en el Anexo de esta Tesis.

_11, Anexo, p.333

En segundo lugar se realiza una comparativa entre el trazado elaborado por Tosca y el obtenido a partir del levantamiento gráfico.

_p. 147 - p. 150

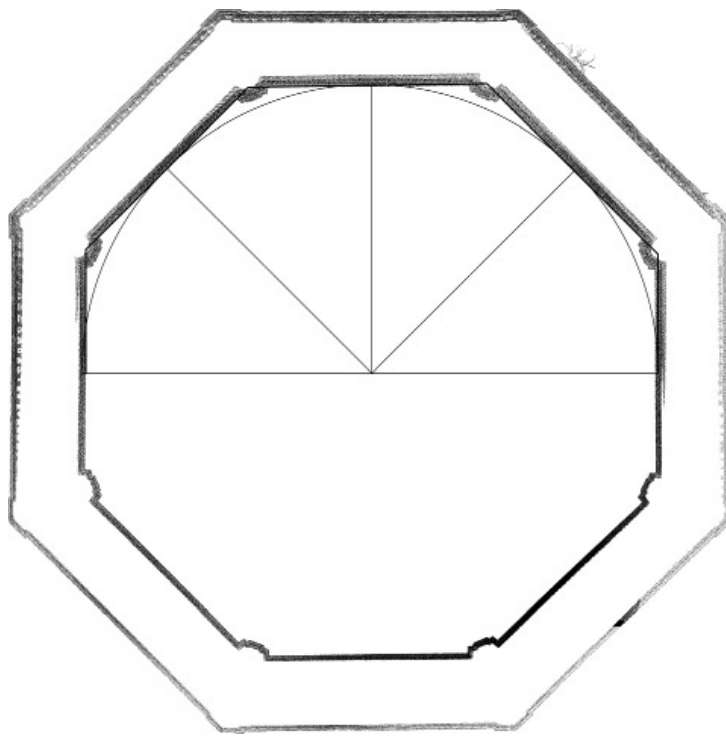
El siguiente apartado describe los desplomes, los giros así como los descensos observados. Se ha trazado una cuadrícula como base que ha permitido destacar estas anomalías, y se han obtenido los valores exactos. Además esta información ha sido contrastada con la documentación obtenida a partir de otras fuentes.

_p. 151 - p. 154

Es necesario para el cálculo estructural conocer la geometría de las bóvedas del Cimborrio. Para ello se ha realizado un levantamiento geométrico a partir de un total de 42 secciones verticales cada 30 cm. El resultado es un 3D preciso con la geometría exacta, que ha permitido elaborar un modelo de cálculo. Se obtienen así resultados precisos en el cálculo.

_p. 155 - p. 160



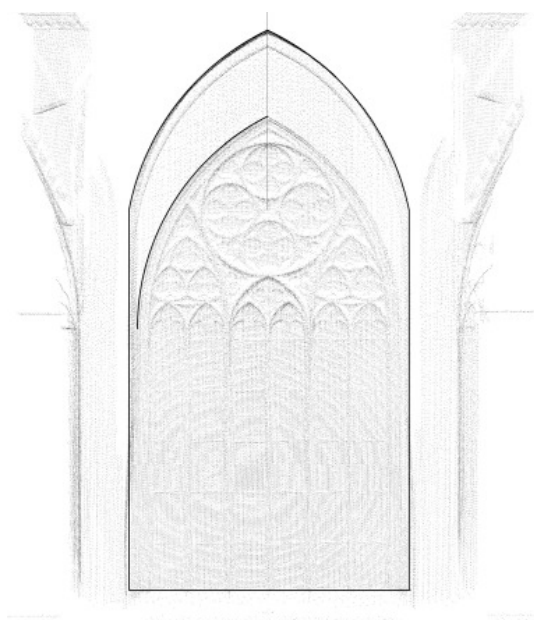


COMPARATIVA CON EL TRAZADO DE TOSCA

4.50

A partir de la nube de puntos obtenida del escaneado láser se trazan las líneas que configuran la geometría real y se realiza una comparativa con el trazado de Tosca.

"Servirà, pues, de exemplo la que se halla en el Cymborio del sobredicho Templo sobre planta ochavada, y se sustenta sobre quatro arcos de punto levantado, ò apuntados; sobre los ocho lados de la planta suben à plomo ocho paredes de competente altura, y forman un paralelepipedo ochavado, que coronado con un cornijon de los que se usaban en aquel tiempo, constituye el primer cuerpo de la fabrica con ocho ventanas, una en cada lado. Sobre este primer cuerpo se levanta la bóveda, que formando el segundo, cierra juntamente el edificio"



La imagen superior se corresponde con el octógono a la altura del arranque de las bóvedas, corte transversal a 26,28 m de altura, a la altura del "cornison" donde nace el segundo cuerpo correspondiente con el arranque de la bóveda. En la imagen inferior uno de los ocho cerramientos del cuerpo superior del Cymborio.

(Tosca, 2000, 232)

4.51

La imagen superior se corresponde, con el trazado de Tosca en el margen derecho y con el trazado obtenido por el escáner láser en el margen izquierdo.

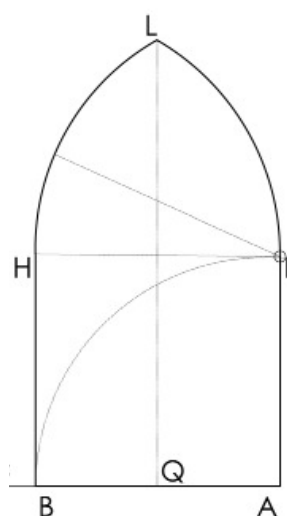
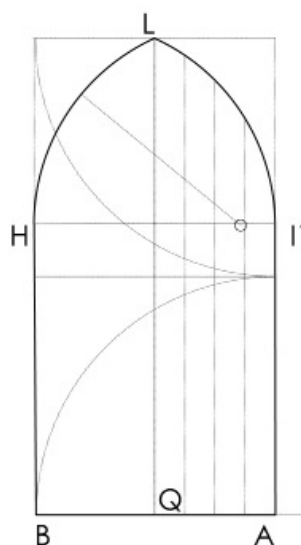
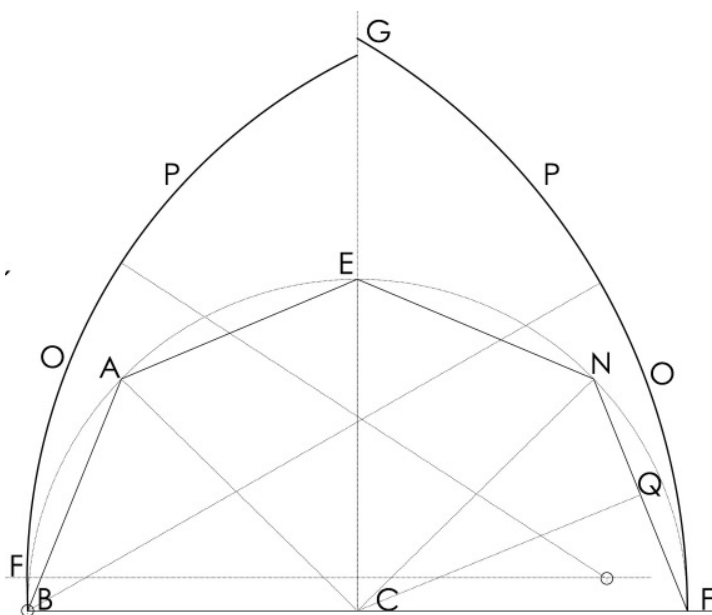
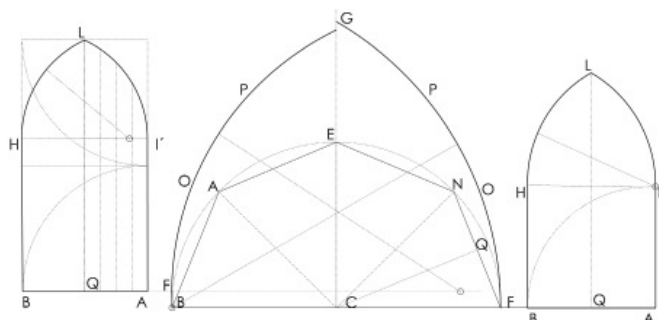
En la imagen central el trazado real del nervio con su arranque a sesenta centímetros por encima de la cornisa, es por ello que su centro se sitúa en un punto superior al trazado por Tosca.

En la imagen inferior derecha la geometría obtenida según Tosca:

"...sobre el lado BA formese el quadrado BI, cuya altura AI es la del segundo cuerpo: sobre el cornijon, y sobre la HI, como diametro, descrivese el arco apuntado HLI, cuyas tirantezes vayan a los centros H, I: y esto mismo se ha de suponer tambien sobre los demás lados, los quales arcos sirven de formeros para la boveda, y en ellos, y en dicho segundo cuerpo ay otro ventanage semejante al del primer cuerpo".

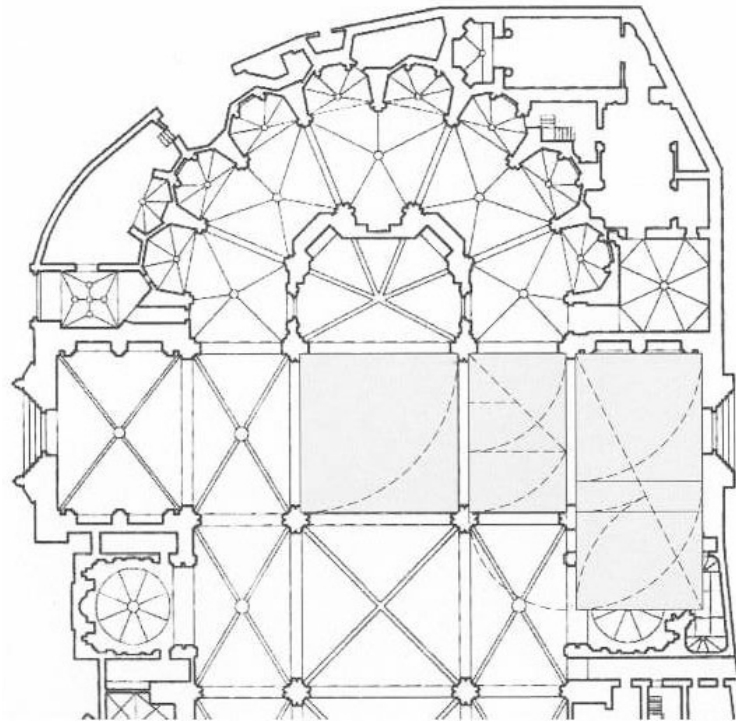
En la geometría obtenida de la nube de puntos, en la imagen inferior izquierda, el cuadrado es la unidad principal que la proporciona (ad quadratum), en este caso el cuadrado es doblado, es decir la altura QL es el doble del lado BA, los centros de los arcos se sitúan aproximadamente a $1/8$ de HI'.

(Tosca, 2000, 228)



4.52

Estudio de las trazas en la Catedral.



La aplicación de la misma razón matemática empleada anteriormente en el Címborio basada en el "ad quadratum" pero en este caso introduciendo una de sus dos derivaciones "el auron".

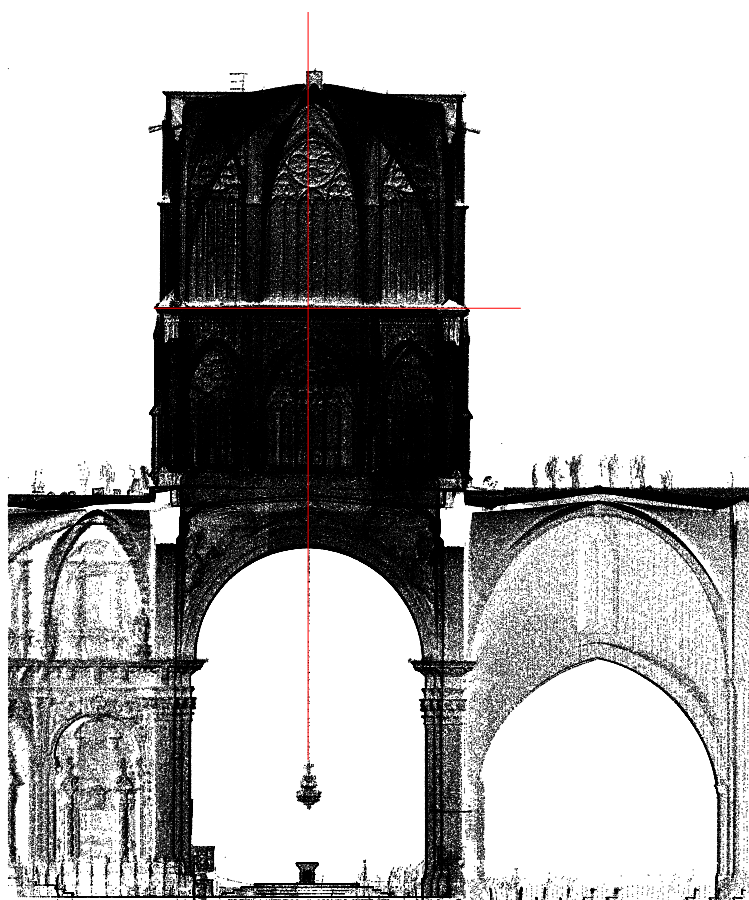
En la Tesis doctoral de Juan Carlos Navarro Fajardo, *Bóvedas de la Arquitectura gótica valenciana: Traza y monte*, expone sus conclusiones en relación a la geometría subyacente a la traza de la Catedral.

La traza comienza desde la fachada del Palau, desdoblado un cuadrado que será el módulo que marque el inicio de replanteo cuyo lado se corresponde con el lado menor del tramo del crucero. El segundo paso consiste en generar un arco de radio el lado del cuadrado hacia la diagonal definida por la suma de dos cuadrados. Con centro en el ángulo contrario trasladamos esta distancia sobre el lado mayor del rectángulo. Obteniendo los dos lados del rectángulo auron (proporción áurea), coincidiendo con el tramo de las naves laterales. En los tramos de la nave central se traza ad quadratum, cogiendo como lado el lado mayor de los otros dos tramos (el número de oro).

(Navarro, 2006, p.194)

Recientes estudios proponen otra traza en base a un levantamiento más preciso. Estos estudios quedan recogidos en la tesis "La construcción del proyecto neoclásico de la Catedral de Valencia" realizada por Luis Cortés Meseguer



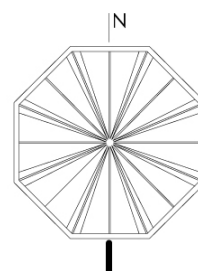


DESPLOMES Y DESCENSOS EN EL CIMBORRIO

4.53
Nube de puntos del Cimborrio.

Se utiliza como elemento plomada la lámpara, para marcar una línea vertical que nos permita establecer los desplomes. A partir de esta línea trazamos su perpendicular, obteniendo una línea horizontal que establezca el valor de los descensos que se producen.

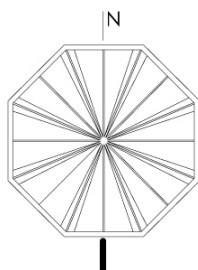
Programa_ Escuadra



4.54_
Cuadrícula, desplome y giro.

A partir de las líneas se traza una cuadrícula. Se observa como en el margen izquierdo se produce un desplome hacia la derecha de 24 cm. Además de la falta de horizontalidad en la cornisa del primer cuerpo y en el remate superior del Címborio. El giro obtenido es de 1° .

Programa_ Autocad





4.55

Valores de los descensos

El valor máximo obtenido es de 16.14 cm, por debajo 15.65 cm y 15,30 cm. Estos valores se sitúan entre el pilar del evangelio y el de la epístola.

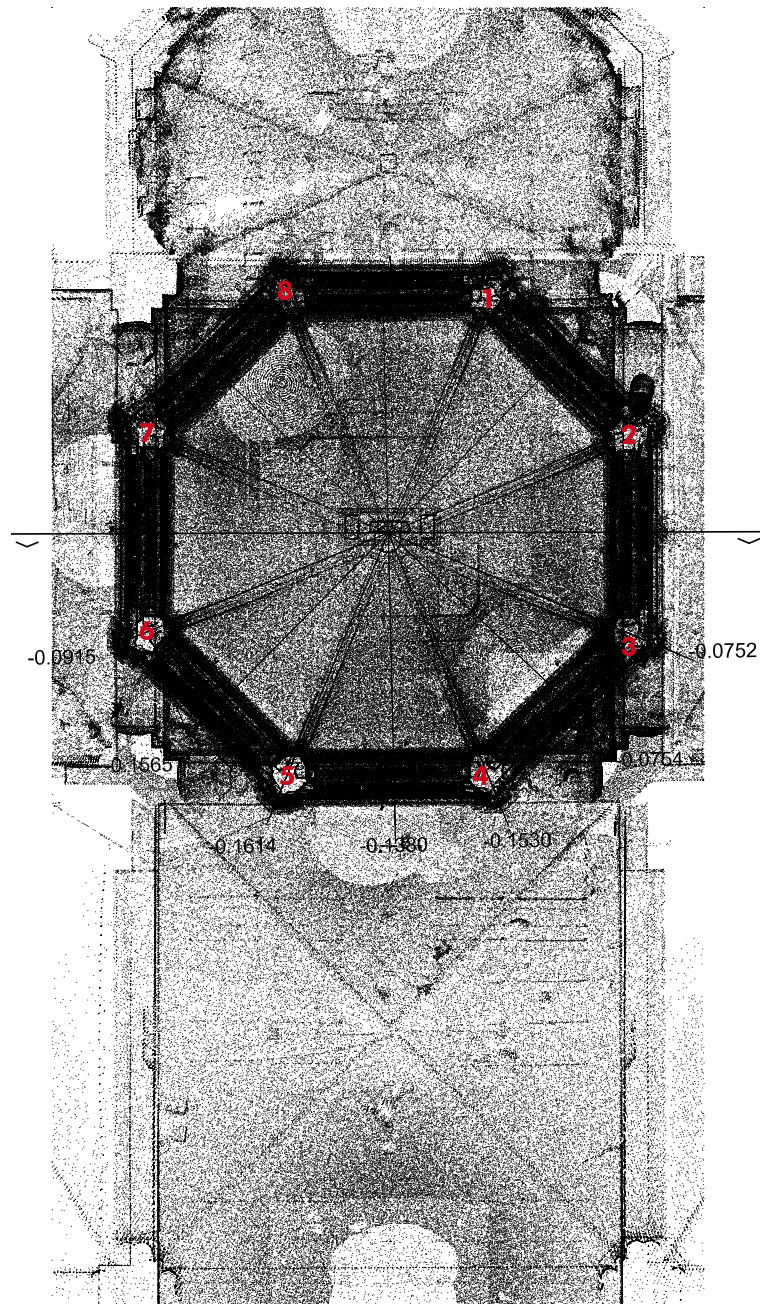
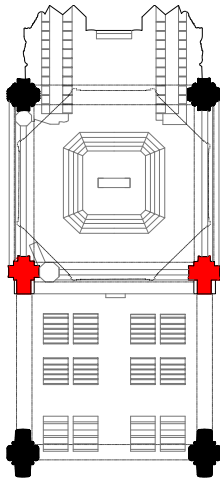
Los valores obtenidos son contrastados y confirmados con la documentación perteneciente a otras fuentes -en conversación mantenida con Tirso de Ávila aporta el valor de 15 cm en el descenso de los pilares torales, observado durante el recalce de la cimentación-.

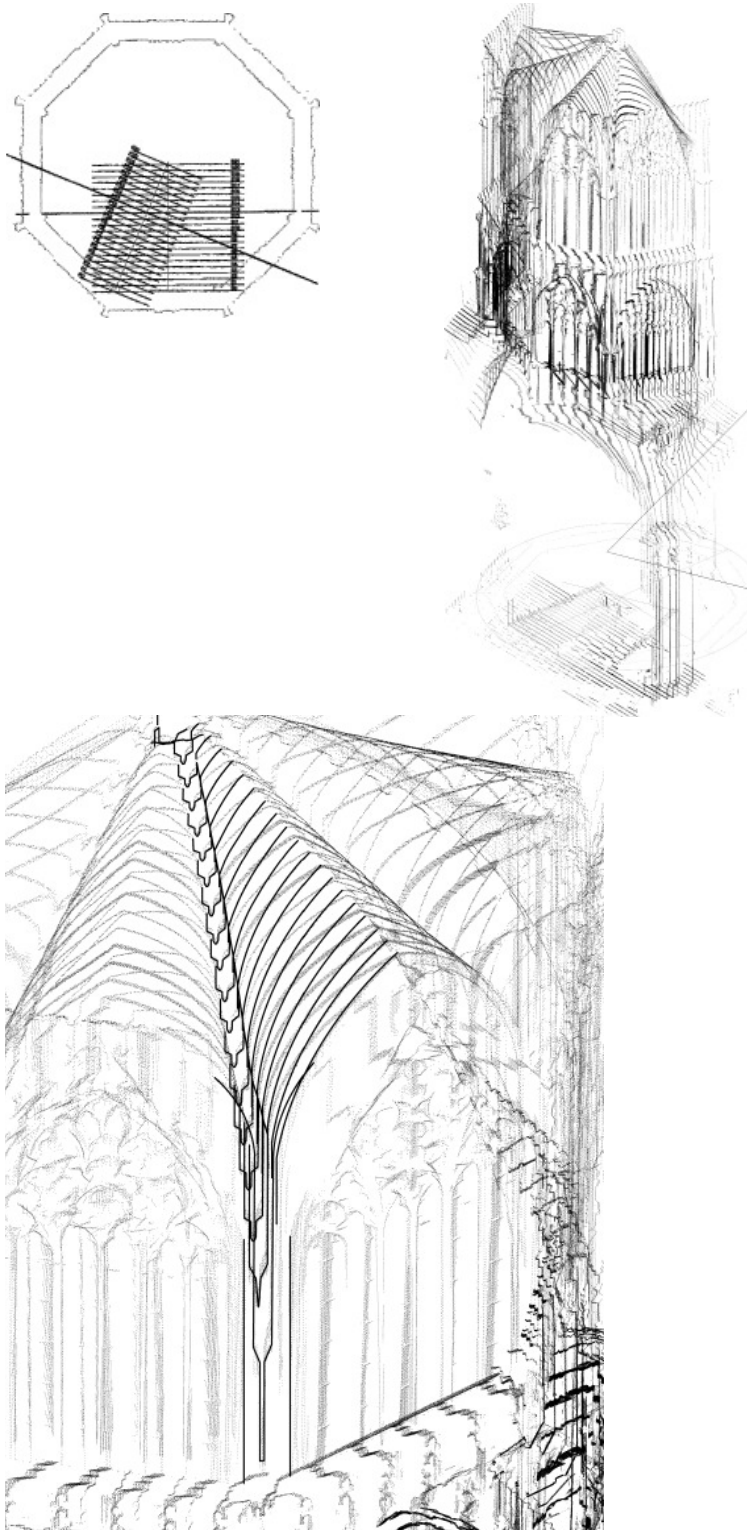
4.56_

Medidas de los descensos

Se señalan en planta los descensos. Se concentran en la mitad sur del Címborio. Se marca como eje de giro el este-oeste.

Los valores máximos se centran en los dos pilares que han manifestado problemas graves, el pilar de la izquierda (evangelio) y el pilar de la derecha (epístola), señalados en la imagen inferior.





GEOMETRÍA DE LAS BÓVEDAS DEL CIMBORRIO

_4.57

Nube de puntos de las bóvedas del Cimborrio.

Se han realizado un total de 42 secciones verticales, paralelas cada 30 cm. Se obtiene la geometría exacta del nervio y de la bóveda.

En la imagen superior izquierda se muestran en planta los planos de corte perpendiculares al nervio y a la bóveda.

En la imagen superior derecha vista de las secciones en 3D.

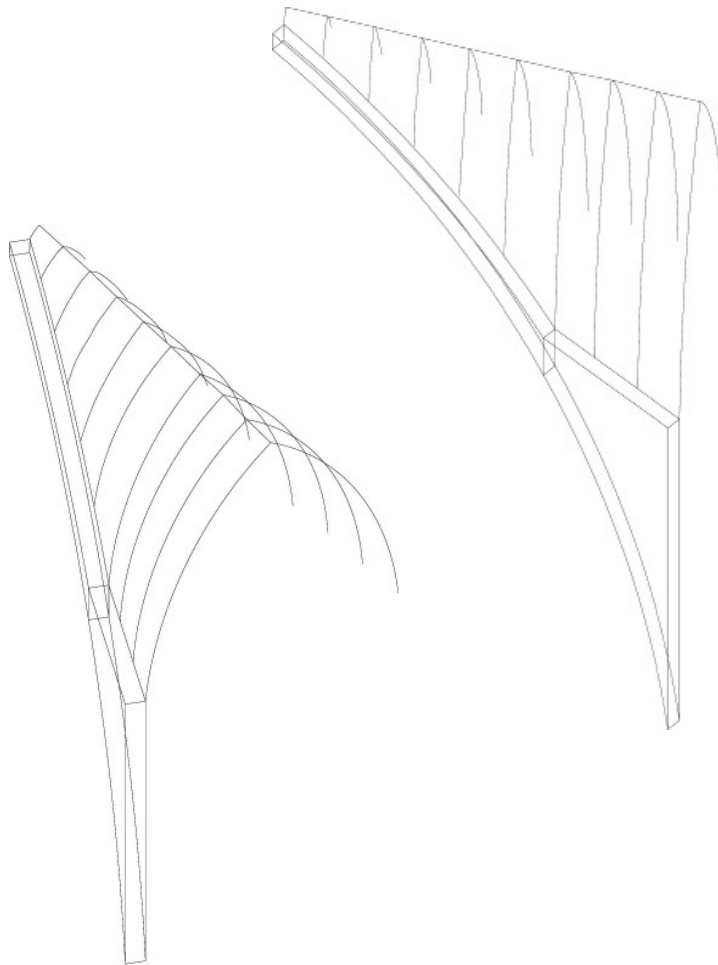
En la imagen inferior el trazado de líneas a partir de las secciones, que reproducen la geometría real de las bóvedas.

Programa_ Autocad

4.58_

Geometría de la bóveda y del nervio.

A partir de la nube de puntos se trazan las líneas que reproducen el contorno de las bóvedas y de los nervios.

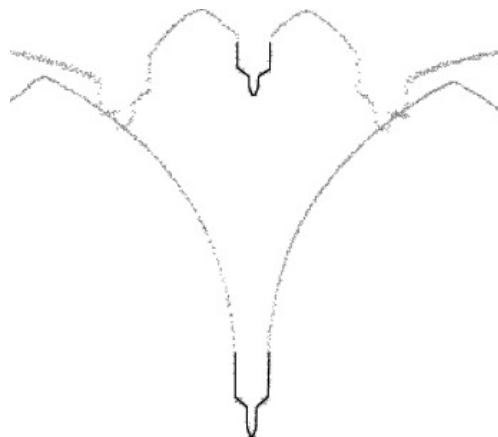


4.59_

Superposición del trazado de las líneas y de la nube de puntos.

En concreto las secciones se corresponden con el arranque de la bóveda y del nervio y su encuentro con la clave.

A partir de las líneas trazadas se reproduce la sección del nervio. Se puede observar en la imagen que la sección del nervio no es constante en su trayectoria. Presenta una variación en su canto, con 39 cm en el arranque y 22 cm en el encuentro con la clave.





4.60

Geometría del Nervio de la bóveda.

Se ha obtenido el volumen de los nervios.

Como se ha comprobado la sección del nervio no es constante. Con una variación de la sección en su altura de 17 cm. Sin embargo el ancho es constante.

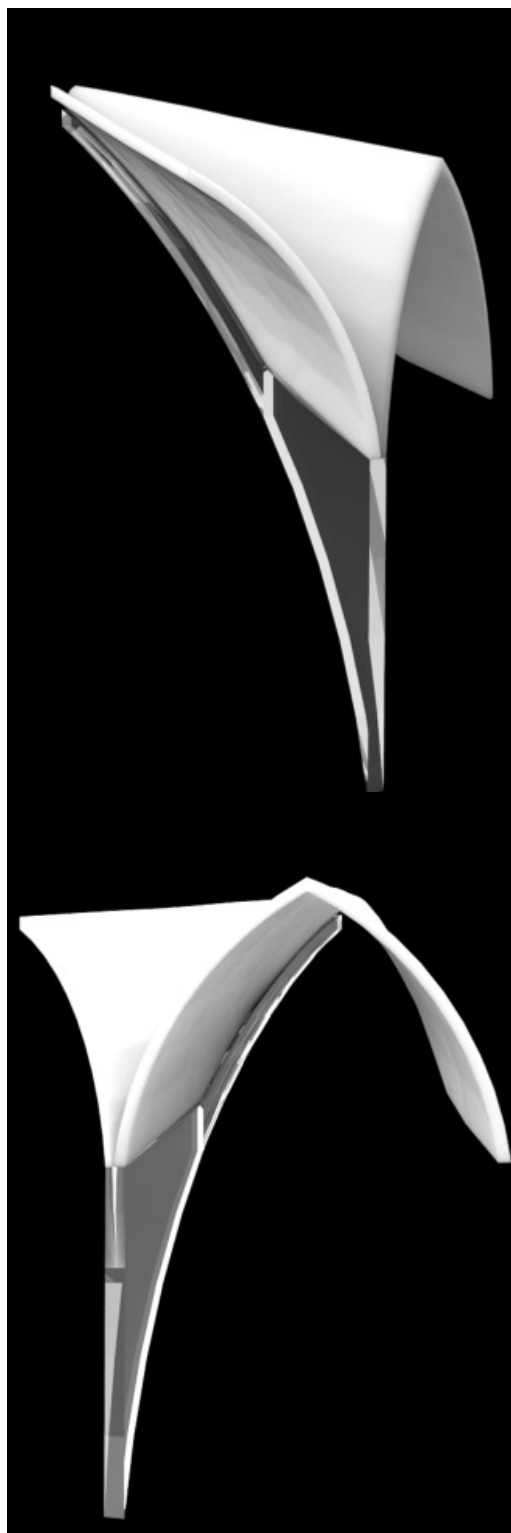
Esta variación de la altura de la sección es trasladada al modelo de cálculo.

Programa de renderizado_
Keyshot

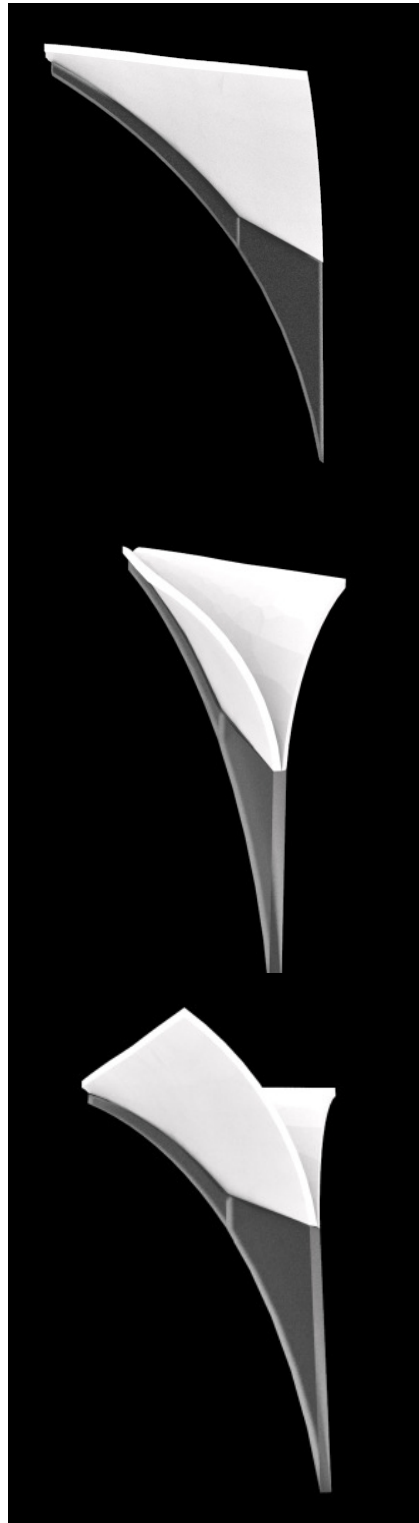


4.61_
3D de la bóveda y del nervio.

Programa_ Keyshot



4.62
3D de la bóveda y del nervio.

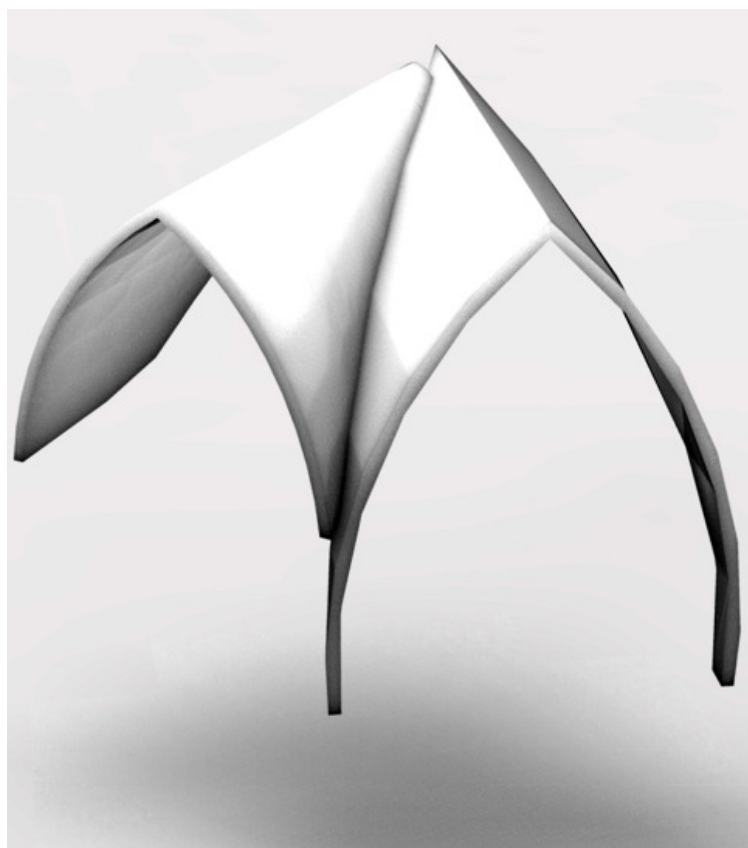


4.63_

Comparación entre bóvedas.

En la imagen izquierda se representa la bóveda real. En este caso el arranque se produce desde la ménsula del nervio de piedra. Se podría decir que la bóveda está interrumpida en esa cota.

En la parte derecha de la imagen se muestra el trazado completo de la bóveda, como sería esa bóveda con un arranque habitual.



5
PARTICULARIDADES DE LA
CATEDRAL



Retomando la idea inicial de complejidad, podemos observar en la Catedral de Valencia que su primitiva configuración geométrica se ve modificada por la superposición de volúmenes añadidos. Generan un sistema complejo de elementos que van alterando el sistema constructivo y estructural.

COMPOSICIÓN Y MEDIDAS

Sabemos que la Catedral de Valencia es un edificio de planta de cruz latina con marcado crucero. La nave central es de cuatro tramos cuadrados, de lado 12,88 metros, y con altura a clave de la bóveda principal de 22,15 metros. Las naves laterales son de tramos rectangulares, con una anchura de 7,96, en razón áurea respecto al ancho de la nave central, orientando el eje mayor según la dirección Norte-Sur del templo. Estas naves quedan delimitadas por capillas que ayudan a definir el espacio central del templo. Están resueltas con bóvedas de crucería cuatrimpartita y con plementería dispuesta a sardinel. El ábside se realiza por tramos pentagonales, definidos por un tramo de la capilla mayor y por dos capillas absidiales. Estas últimas configuradas radialmente y cubiertas por bóveda de nervadura quintipartita.

_ f.1.3, p.23

El Címborio, prisma octogonal, se sitúa apoyado sobre cuatro pilares en el crucero. Las dimensiones, obtenidas a partir del levantamiento geométrico son, de lado interior 4,93, 6,23 metros de lado exterior y 19,20 metros de altura. Dividido en dos cuerpos de diferentes proporciones y de gran semejanza, la altura del primer cuerpo es de 8,23 metros y 10,56 el segundo. Cada una de las caras del octógono contiene amplios ventanales de seis entremaineles, resueltos con columnas de arcos lobulados que aseguran las placas de alabastro. El cuerpo superior repite el mismo esquema pero las columnas son rematadas por medio de gabletes.

_ 11, Anexo, p.333

Podemos observar que la nave central está compuesta por tramos perfectamente cuadrados de escasa altura. Su relación con las naves laterales es de grandes aberturas generando una unidad espacial. Existe una escasa diferencia de altura entre la nave principal y las laterales. Todas estas características se alejan de los ideales de proporción del gótico francés, marcando una clara influencia de la arquitectura italiana. Este hecho ya había sido adelantado por Berchéz y Zaragoza:

_ f.6.9, p.182 / f.6.10, p.183

“Cabe recordar que las más importantes iglesias italianas de la expansión dominica, son de tres naves, crujías cuadradas y amplias arcadas en las naves y tienen una cronología extremadamente similar a la catedral de Valencia.”

(Berchéz, 1995, 10)

Sanchis Guamer resalta esta característica cuando comenta:

“De tipo cisterciense, con la nave central poco alta y las dos laterales muy anchas; inicialmente no tenía transepto, y su simplicidad decorativa obedecía a la austeridad de la orden del Císter, que reaccionaba contra la suntuosidad de la de Cluny, según ha observado el mencionado Segura de Lago...”.

(Sanchis, 1999, 59)

PROPORCIONES Y ARBOTANTES DE LA CATEDRAL

Diferentes versiones han intentado justificar el por qué de las proporciones en la Catedral de Valencia, algunas de ellas son:

- El clima mediterráneo característico por sus escasas lluvias.
- La construcción de terrazas transitables.
- El carácter defensivo.
- Compositivas, con la intención volumétrica de no sobrepasar la altura de los volúmenes que la rodean.

De entre ellas, cabría destacar otras hipótesis fundamentadas en la presencia al frente de las obras, del arquitecto italiano Nicolás de Ancona. O como la de Elías Lambert cuando analiza los primeros monumentos españoles resueltos con bóveda de ojiva, donde justifica estas proporciones en la influencia del Císter:

“La considerable influencia ejercida al mismo tiempo por los cistercienses contribuyó ante todo, a construir edificios casi totalmente románicos en que la bóveda de ojiva representa el único gótico. En el siglo XIII se formó una auténtica escuela borgoña, que emplea pilares cruciformes, que corresponde al doble resalte de los arcos, y que llevan en cada una de sus caras una media columna circular, altas ventanas abiertas en los marcos de la nave, inmediatamente por encima de las grandes arcadas, sin el piso intermedio del triforio y, por último, bóvedas de arista de un tamaño considerable cubriendo la nave central.”

(Magro, 1985, 79)

12

Arbotante. (Del francés, *ar-boutant*.) Arco que transmite el empuje de una bóveda a un contrafuerte o machón llamado *botarel*. Se llama también arco *botarete* o solamente *botarete*. Por lo general, soporta un trozo de muro, macizo o calado, que se corona con una albardilla inclinada, la cual muchas veces, contiene una canal para conducir las aguas llovedizas desde las cubiertas a las gárgolas o imbornales, que las arrojan fuera del edificio. En documentos antiguos se lee algunas veces *archotante*. (Street, 1926, Glosario de términos técnicos de arquitectura)

Lo anteriormente expuesto parece considerar que las proporciones arquitectónicas de la Catedral no responden a estas justificaciones. La respuesta se intuye en los numerosos textos que hacen referencia a la ineficacia estructural de los arbotantes de esta catedral. A continuación se expone un vaciado de los textos recopilados más significativos que recogen esta teoría.

Juan Segura de Lago expone que la Catedral de Valencia no requiere el uso de arbotantes por sus proporciones:

“A la Seu de Valencia no li calien botarells¹² per que el contrarest de l’empenta de la volta principal no s’encarrega a ninguna especie d’arcs externs, sino que ingeniosament es fa des de l’interior. L’arquitecte aprofita el major peralt que forçosament havien de tindre les voltes de les collaterals oblongues, per a fer que l’arc faixó (al que li adjudica el contrarest) i les nervis de la collateral arranquen a disint nivell, imponent els nervis a nivell dels formers y alcanct l’arrant del fixó suficientment per a servir de contrarrest de la principal...”.

(Segura de Lago, 1970, 35)

Por otro lado Sanchís Guarner comenta que la función de los arbotantes es la de un sistema de evacuación de aguas, aclarando que su función estructural es nula:

“Obsérvese la elevada impostación de los fajones laterales; los arcos botarales resultan innecesarios, ya que no actúan como contrafuertes y, en realidad, sólo son canales para el agua”.

(Sanchis, 1999, 61)

Julián Magro retoma estas dos ideas, en sus tesis doctoral, a cerca de las proporciones y sobre la función de los arbotantes:

“La estructura de las naves del templo, al igual que pasó con la girola se equilibra por contrafuertes. En el caso de las naves, el hecho de la doble altura de la nave central con respecto a las naves laterales facilita este equilibrio, y hace innecesario el uso de arbotantes. Existen estos; pero no tienen misión estructural alguna, sino que sirven como elemento de evacuación de aguas de la terraza superior.”

(Magro, 1985, 121)

En este mismo texto Julián Magro aclara que no comparte la opinión aportada por Elías Tormo y Monzó. La hipótesis que plantea Tormo se basa en la ignorancia del constructor:

“No las puedo concebir, y en siglo XIV, un arquitecto francés del Norte, que se reiría al verlos de la inocencia o ignorancia de su predecesor, sino que los tuvo que discurrir, sin estudio previo de lo que es un arbotante y su función ingenieril de equilibrio, un maestro del gótico cisterciense, parsimoniosos y semi-inconsciente, aquel arte sólido y algo autóctono de la Corona de Aragón en siglo XIII. En efecto, con ser robustos los botareles y los mismos arcos de los cuatro arbotantes, en los cuatro está apuntada la quiebra y nada más que apuntada, y en el mismo punto precisamente, donde la función relativamente estática y la dinámica o de contrarresto del órgano arquitectónico dejaban de coincidir. Si la tal quiebra no ha causado la ruina de seis siglos, es porque los tales arbotantes no eran absolutamente indispensables al equilibrio del templo, pues su autor puso en la robustez de los botareles todas las garantías de seguridad, como quien se olvidara de proyectar arbotantes, o como quien ni sabría apreciarlos adecuadamente”.

(Magro, 1985, 122)

Julián Esteban Chapapría se refiere directamente a los arbotantes como “falsos arbotantes”, además de comentar de nuevo su función como sistema de evacuación de las aguas de lluvia. Pero de este texto destaco el comentario sobre las dovelas centrales de los arbotantes, donde indica la zona donde se concentran los daños. Comentario que se retomará en el capítulo de Análisis Estructural, donde se analiza el comportamiento de los arbotantes:

(Esteban, 1998, 248)

“...lo que implicó además, en fases sucesivas entre 1972 y 1980, la restauración de los paramentos exteriores con finestrales de la nave principal y la consolidación de los falsos arbotantes, verdaderos acueductos que servían para llevar las aguas pluviales fuera de las cubiertas inferiores de las naves laterales, y cuyas dovelas centrales tenían problemas de estabilidad...”.

Torres Balbás también hace referencia a los arbotantes. En este caso es interesante destacar la calificación de “insólita forma semicircular”, ya que esta forma no responde al modelo de arbotante característico del estilo gótico centroeuropeo. Tema que también se desarrollará en el capítulo siguiente, donde se verá como la forma condiciona el comportamiento estructural.

(Torres, 1966, 97)

“Los arbotantes, de insólita forma semicircular, resultan aquí más injustificados que en ningún otro monumento español por la escasa diferencia de altura de las naves y elevación de la mayor, al mismo tiempo que por la robustez de sus apoyos. De su construcción primitiva no puede dudarse, por encontrarlos también en la Iglesia de Santa María de Sagunto, réplica de la catedral valentina, y por la copia que de ellos se hizo en el tramo de los pies de las naves, adicionado en el siglo XV”.

Finalmente se han seleccionado dos textos, el primero pertenece al Plan Director de la Catedral y el segundo a Arturo Zaragozá y Joaquín Bérchez. En ellos se enlazan los tres temas tratados en el desarrollo de este apartado y que serán claves para explicar el por qué de estas particularidades en la Catedral de Valencia:

- Las proporciones de la Catedral.
- La ineficacia estructural de los arbotantes.
- Diferencias respecto al Gótico Centroeuropeo.

(Herrero, 2000, 03.03.03, 5)

“La sección transversal de las naves, pone de relieve una de las principales singularidades del templo, la escasa diferencia de altura entre la nave central y las laterales, distanciándose así del tradicional gótico francés. En ella se evidencia la dificultad de compensación de empujes entre las naves laterales, y la nave central. Por otra parte la funcionalidad estructural de los arbotantes, arcos de medio punto, queda comprometida por encontrarse sus arranques excesivamente elevados respecto de los apoyos de la nave central, donde se producen los empujes horizontales que deberían ser contrarrestados”.

“La sección de la nave muestra la escasa diferencia de altura y la diferente proporción respecto a las tradiciones del gótico francés,

entre la nave principal y las laterales. Igualmente en lugar de los característicos arbotantes de este estilo se disponen, como apeando los empujes de la nave principal, unos arcos de medio punto. Estos arcos, por su trazado, difícilmente podrían producir el empuje de los arcos rampantes o arbotantes. En cualquier caso la impostación de estos falsos arbotantes se produce a una altura excesiva respecto al arco fajón y el contrarresto sería inútil. En realidad se trata de una obra hidráulica superpuesta a la del edificio catedralicio, como si se tratase de una aérea red de acequias: los arcos únicamente sustentan el sistema de evacuación de aguas de la terraza, con una nula función estructural, como pone de relieve su ausencia en los brazos del crucero, cuyas cubiertas, al carecer de naves laterales, desaguan directamente a la calle".

(Berchéz, 1995, 8)

Como conclusión a este capítulo se plantean las siguientes preguntas:

¿Por qué estas proporciones se alejan de los cánones del gótico centroeuropeo? ¿Realmente creemos que el autor conocía perfectamente la ineficacia de los arbotantes y que simplemente los construye con la finalidad de evacuar aguas pluviales? y si sólo tienen esa función ¿para qué esa robustez, como comenta Torres Balbás?, y si su función es la de arbotante ¿por qué tienen esa forma y no responden a la forma de arbotantes del gótico tradicional?



6 LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL



Para analizar el sistema estructural de la Catedral haremos referencia a la Tesis doctoral de Arturo Zaragoza con título *Iglesias de Arcos Diafragma y Armadura de Madera en la Arquitectura Medieval Valenciana*.

“La historiografía valenciana ha acuñado la denominación de “Iglesias de Reconquista” para las iglesias construidas con el sistema de arcos diafragma y armadura de madera.”

Por sistema de arcos diafragmáticos se entiende una serie de arcos situados transversalmente a la nave que soporta la cubierta a dos vertientes. Normalmente es de madera y vista desde su interior. Se trata de un sistema de fácil montaje y, en comparación a los sistemas abovedados, de gran ligereza.

El origen del sistema se halla en las abadías cistercienses de los países mediterráneos, donde se utilizaban como sistema para cubrir las dependencias monásticas. Trasladado posteriormente a la construcción de las iglesias, se aplicarían algunas modificaciones como la introducción del ábside abovedado y las capillas laterales también abovedadas y situadas entre contrafuertes.

El sistema habitual empleado durante la época de la reconquista fue el de arcos y armadura. Si bien existen otros modelos, éste es el de mayor solución popular y el más probado.

De la tradición románica se adoptarían dos tipos de esquemas: los de una única nave cubierta con bóveda de cañón apuntado y arcos diafragmáticos y los de planta basilical, con el mismo sistema de arcos pero con tres naves.

Arturo Zaragoza en su tesis destaca la dificultad de encontrar noticias relacionadas con los originales como consecuencia de las sustituciones y enmascaramientos sufridos en los siglos posteriores. También indica que las construcciones de excepcional importancia como las catedrales, fueron construidas con el sistema de bóvedas por su mayor durabilidad.

“De las numerosas iglesias que se construyeron en época de la colonización en la ciudad de Valencia, únicamente nos han llegado tres mostrando su tipo original: la catedral, la importante parroquia de Santa Catalina y la Iglesia de la orden militar de San Juan del Hospital. Las tres están cubiertas con bóvedas. No obstante el carácter excepcional de las tres iglesias las hace poco representativas para saber como debieron ser las demás.”

6.1

IGLESIAS DE LA RECONQUISTA. EL SISTEMA HÍBRIDO DE LA CATEDRAL

(Zaragoza, 1990, 370)

_ f.6.1, p.173

_ f.6.2, p.174

_ f.6.4, p.176 / f.6.10, p.183

“Etimológicamente la voz diafragma viene del griego “diaphragma” que significa separación, barrera, obstrucción. Llamamos arcos diafragma aquellos que, como su nombre indica, estrechan la nave en la que se sitúan. De hecho pueden considerarse, igualmente, como **muros perforados** por arcos situados transversalmente a la nave. La techumbre o armadura descansa sobre estos muros.” (Zaragoza, 1990, 12) Resalto la descripción de muros perforados ya que como veremos es el sistema estructural de la Catedral de Valencia, este diafragma está perforado por tres arcos.

(Zaragoza, 1990, 156)

Por otro lado considero relevante resaltar un párrafo de gran interés por el contenido que subyace, pertenece al capítulo primero cuyo título es “El sistema de arcos diafragma y armadura de madera” en él se expone las ventajas y desventajas del sistema, dice así:

“Otras ventajas han sido frecuentemente señaladas; la rapidez de montaje y la ligereza respecto a los sistemas abovedados. Respecto a las cubiertas de madera sin arcos aumenta la estabilidad de las fábricas al atar los muros perimetrales, de trecho en trecho, con los arcos diafragmas...Dota a la nave de mayor monumentalidad y profundidad, ya que éstas son producidas por la sucesión de muros perforados por los arcos. Puede, incluso, construirse como solución provisional a la espera de dotar con bóvedas de fábrica al edificio. En tal caso, las bóvedas pueden realizarse, de forma cómoda, a cubierto, teniendo únicamente la previsión de suplementar los arcos diafragma con contrafuertes que contraresten los futuros empujes. Las desventajas del sistema son obvias; el menor gasto de madera en los lugares donde ésta es barata y la menor solidez y durabilidad de los edificios respecto a los sistemas abovedados.”

(Zaragozá, 1990, 13)

13

Terminología empleada en esta tesis, para hablar del esquema basado en la unión del sistema diafragmático y del abovedado.

14

Terminología empleada por Arturo Zaragozá en su Tesis Doctoral, refiriéndose a la rigidez que proporcionan la sucesión de los diafragmas, al actuar como elementos de atado de los muros perimetrales.

A raíz del anterior razonamiento podemos decir que la Catedral de Valencia responde a un “sistema híbrido”¹³, como resultado de transformaciones, recogiendo la estabilidad de la fábrica “trecho a trecho”¹⁴ por medio de los arcos diafragmáticos, convirtiendo la desventaja de la falta de solidez y durabilidad de los forjados de madera en ventaja gracias a la utilización del sistema abovedado. Se trataría de un sistema híbrido que aunase lo mejor de los dos sistemas.

De este modo este esquema nuevo garantizaría la estabilidad del conjunto por medio de los diafragmas. Al mismo tiempo el gótico característico compuesto por bóvedas, configuraría un espacio bajo un mismo estilo, que viene condicionado al añadir elementos como el ábside y las capillas abovedadas.

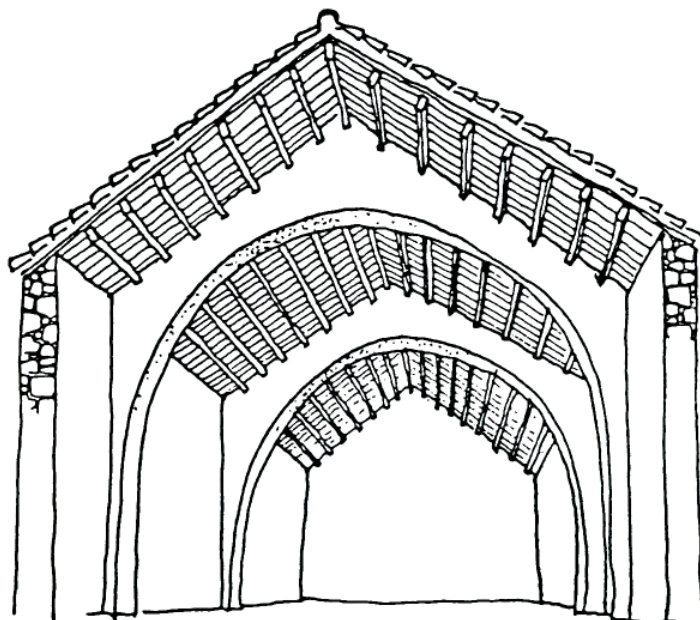
Otro ejemplo de sistema híbrido en Valencia es la Iglesia de San Juan del Hospital, en este caso al esquema diafragmático se une la bóveda de cañon.

f.6.7 - f.6.8, p.179 _

En el capítulo I.3 “La fortuna del sistema durante la Edad Media” Arturo Zaragozá se centra en la localización de esta técnica constructiva y su desarrollo en los “países ribereños del mediterráneo occidental”. España, Sur de Francia e Italia. Pero lo interesante a destacar no es sólo el país sino la ubicación aproximada en el país.

En Italia: Lombardía, Lacio, Umbría; en el sur de Francia: Languedoc; En España: Cataluña, Aragón, Valencia y Mallorca. Cerrando el ciclo de Iglesias, por ser construidas a final de la reconquista, las de Murcia y Andalucía, situándose en la parte norte de Sevilla, sur de Extremadura y Granada.

Prácticamente todas las iglesias construidas en los años de la conquista presentan este sistema constructivo.



6.1

Esquema de una nave con arcos diafragmas y cubierta de madera.

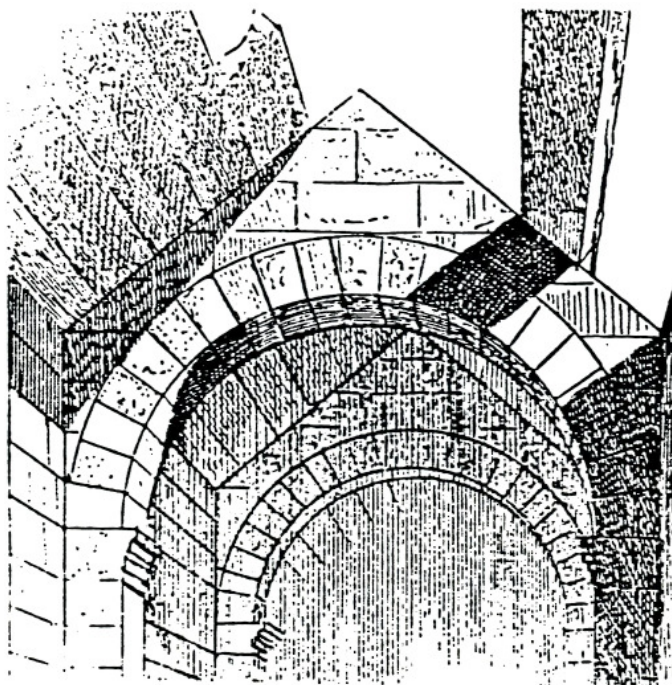
Imagen superior
(Zaragoza, 1990, 52)

Imagen inferior_
Organización estructural de las construcciones de Hawran (Siria), según Vögue-Duthoit.

Se muestran estos ejemplos puesto que recogen los dos tipos de cubierta presentes en el sistema de arcos diafragmáticos.

En la imagen superior se observan los arcos con cubierta de madera.

La imagen inferior muestra una nave con el mismo esquema pero con cubierta de losas de piedra. Pertenecen a la región de Hawran, sur de Siria. Se trata de una zona pobre en madera, por esta razón prolifera una arquitectura totalmente pétreo.



Dalles posées sur rampants.

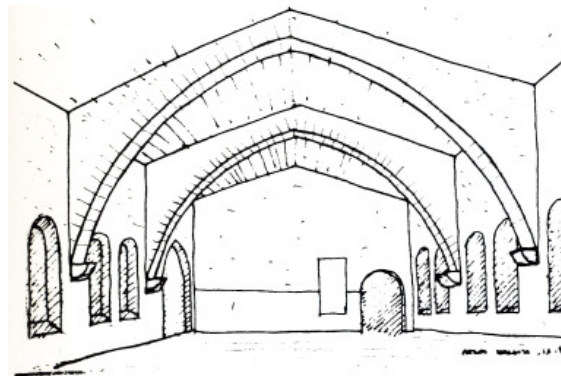
6.2_

Dependencias construidas con arcos y armadura en monasterios cistercienses:

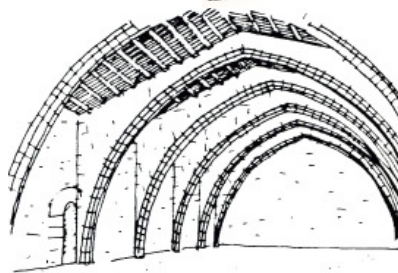
- a. Dormitorio de Fontfroide (Languedoc)
- b. Dormitorio de Lagrasse (Languedoc)
- c. Dormitorio de Santes Creus (Cataluña)
- d. Dormitorio de Fossanova (Lacio)

Elaboración dibujos_ Arturo Zaragoza Catalán

(Zaragozá, 1990, 65)



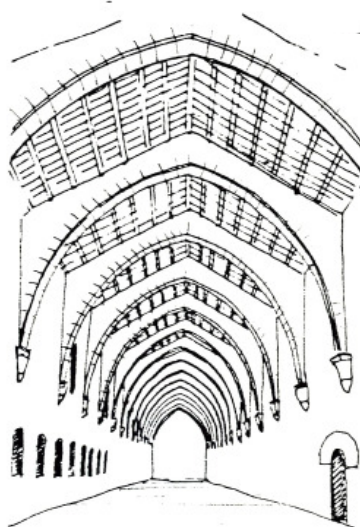
a



b



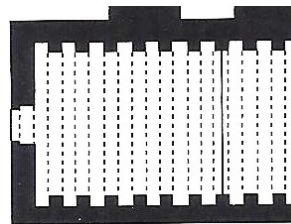
c



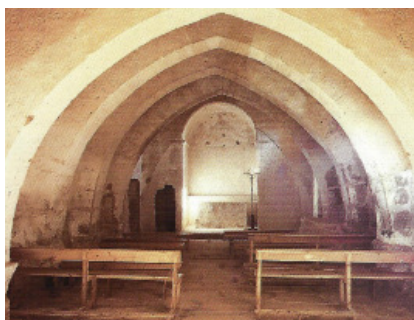
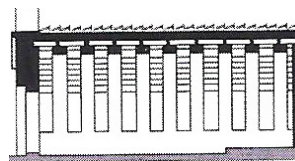
d



a



b



c

6.3

Iglesias parroquiales del Ebro pertenecientes a órdenes militares.

a. Interior, planta y sección de San Bartomeu de Camposines (Fatarella).

b. Interior de Sant Joan d'Algars (Batea).

c. Interior de Transfiguració de Pinyeres (Batea).

Son iglesias de planta rectangular de máximo 10 m de largo y 6 m de ancho.

Suponen un caso particular al estar cubiertas por losas de piedra y no con cubierta de madera.

Por otro lado en las dos primeras los arcos diafragmáticos arrancan directamente de tierra, mientras que la tercera introduce una variación, los arcos arrancan de pequeños pilares, por tanto la nave resulta más esbelta.

(Bracons, 2002, 153)

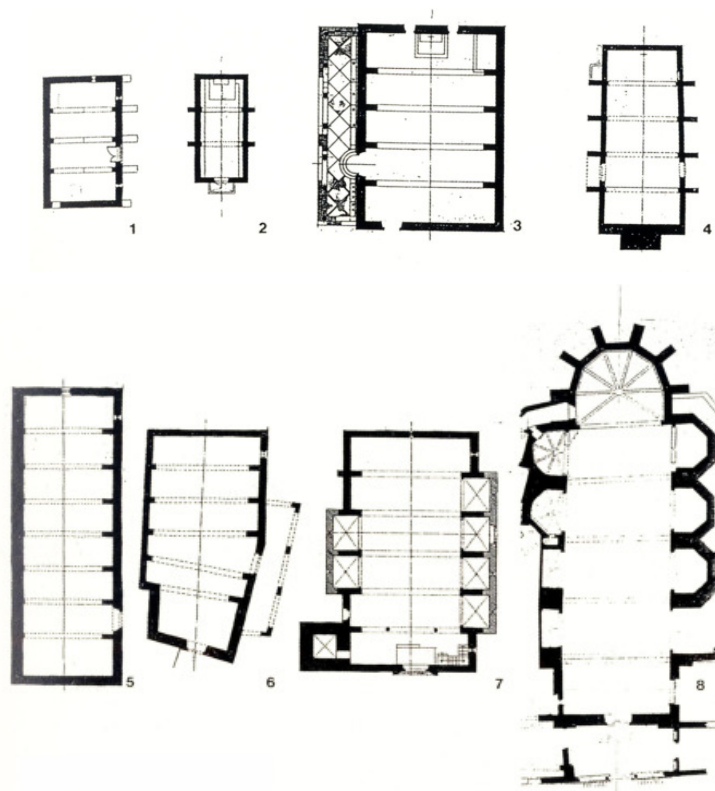
6.4_

Iglesias de arcos de diafragma
valencianos según A. Zaragoza.

(Mira, 2003, 121)

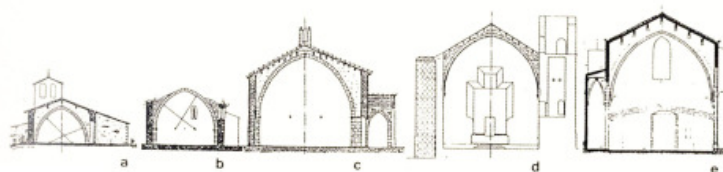
Plantas

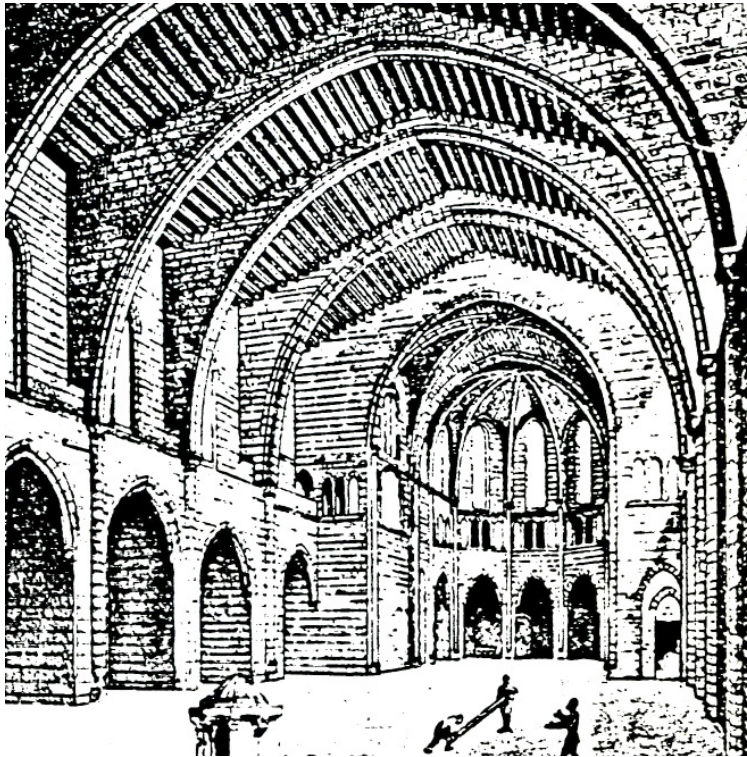
1. Parroquia de Santa María de Salvassoria
2. Ermita de la Inmaculada de Altura
3. Ermita de San Félix de Xátiva
4. Parroquia de Ternils
5. Parroquia de San Juan de Morella
6. Parroquia de nuestra Señora de la Asunción de Vallibona
7. Parroquia de Santa María de Llíria
8. Iglesia conventual de San Francisco de Morella



Secciones

- a. Parroquia de San Jaime de Coratxar
- b. Parroquia de Santa Lucía de Salvassoria
- c. Parroquia de Vallibona
- d. Parroquia de San Pedro de Xátiva
- e. Iglesia conventual de San Francisco de Morella



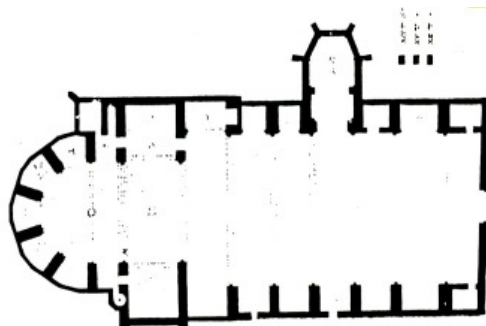


6.5

Vista interior, secciones transversal y longitudinal y planta de la antigua iglesia de Lamourguier (Narbona).

Como ejemplo de Iglesia de una única nave. Esta formada por seis arcos diafragmas de mampostería. A la nave se le añaden las capillas laterales.

(Zaragozá, 1990, 66)



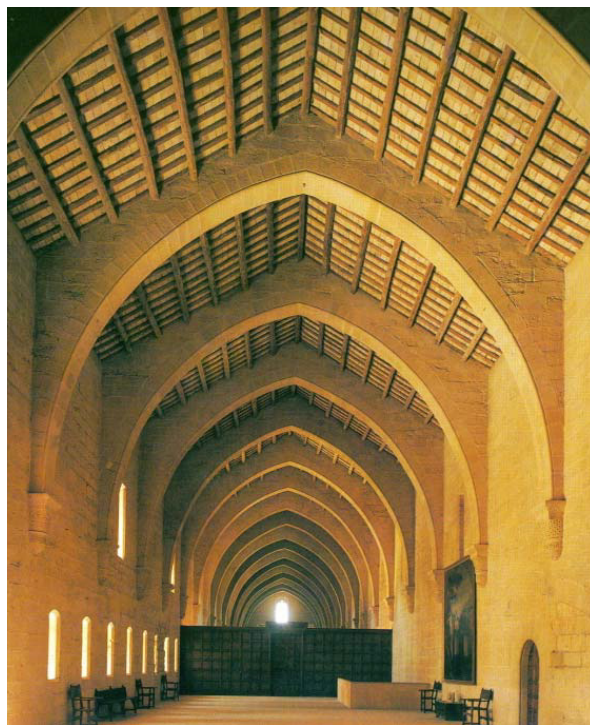
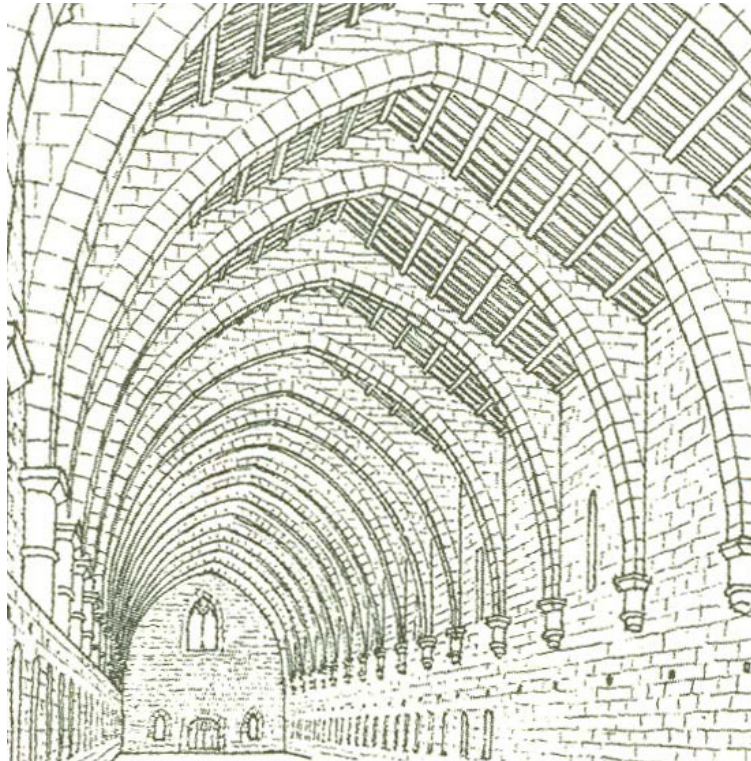
6.6_

Monasterio cisterciense de Santa María de Poblet, Cataluña. Dormitorio de los monjes

Se trata de un ejemplo propio de la orden del Císter. Es una nave de 87 metros de longitud y 10 metros de anchura. Consta de diecinueve arcos diafragmáticos con cubierta de madera.

Imagen superior_
Dibujo según Albert Laprade.
(Mira, 2003, 114)

Imagen inferior_
(García, 2010, 80)





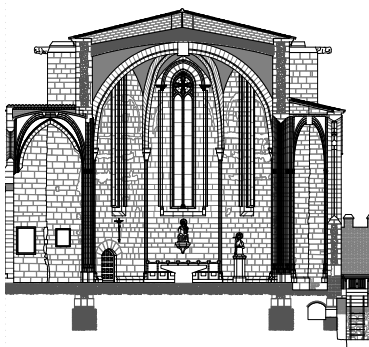
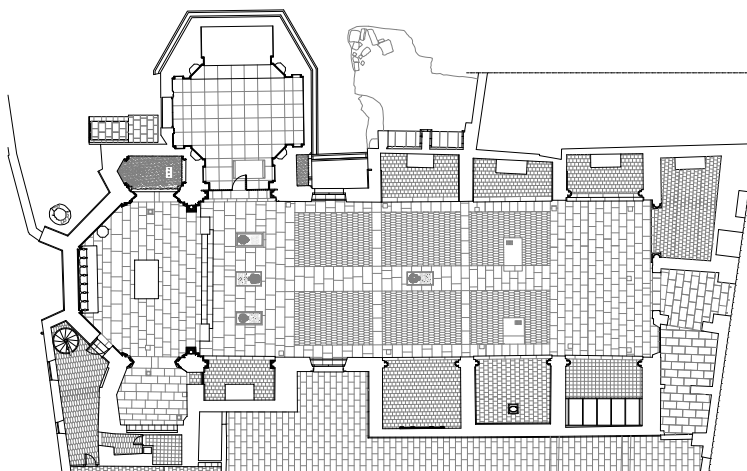
6.7

Iglesia de San Juan del Hospital (Valencia)
Recuperación entre los años 1970-1972. Demolición del testero de la Iglesia

Este caso es un ejemplo de "sistema híbrido".

En este caso el sistema está formado por el esquema de arco diafragmático y la bóveda de cañón. A diferencia de la Catedral de Valencia, su ejemplo más cercano, que se forma con bóveda de crucería.

(García, 2010, 118)



6.8

Levantamiento gráfico, planta y sección transversal San Juan del Hospital.

Proyecto de restauración interior de la Real Capilla de Santa Bárbara.

Arquitectos: Juan Pablo Más Millet y Adolfo Alonso Durá.
Abril de 1997.

6.2

LA RESPUESTA EN EL SISMO

¿Por qué en España son numerosos los ejemplos de este esquema en Cataluña, Aragón, Valencia, Andalucía? ¿Por qué en Umbría es donde parece haber tenido un mayor grado de proliferación este sistema diafragmático?

Desde las Investigaciones realizadas por la profesora Cassinello en su Tesis Doctoral *Trazado y Estabilidad de la Arquitectura Gótica*, surgen otras preguntas que planteadas desde un punto de vista diferente convergen en las mismas conclusiones:

f.6.9, p.182 / f.6.10, p.183 _

(Cassinello, 2005, 12)

“¿Por qué existen en España tantas catedrales góticas oscuras, tantas cajas casi cerradas, tantos grandiosos templos mudos? Si Francia fue el modelo ¿por qué existen diferencias tan fácilmente apreciables entre las catedrales de Reims, Amiens o la iglesia de la Sainte-Chapelle de París con las catedrales de Almería, Santa Maria del Mar, Barcelona o Sevilla, y por qué las catedrales de Burgos o de León son tan francesas, siendo todas españolas?”

f.6.11, p.184 _

Según Cassinello la respuesta a estas preguntas las obtiene al superponer el mapa sísmico de Europa y el mapa de localización de las catedrales góticas españolas. Observando que aquellas iglesias con una geometría y unas proporciones que se alejan del modelo gótico tradicional se sitúan en zonas donde hay mayor riesgo sísmico.

f.6.13, p.185 _

Es esta razón la que justifica las particularidades de la Catedral de Valencia, en relación a sus proporciones y a la ineficacia estructural de los arbotantes, expuestas en el capítulo anterior. Una estructura pétrea oculta bajo su terraza, que formada por diafragmas transforman su geometría ayudando al arriostramiento del conjunto de la Catedral frente a los posibles movimientos de tierra. Responden como cajas cerradas, que se alejan de las proporciones características del estilo gótico empleado en las catedrales centroeuropeas.

(Cassinello, 2005, 249)

Cassinello deduce la existencia de dos tipos estructurales atendiendo a la zona sísmica donde se ubica el templo:

“Por esta razón, y aunque no ha sido tenido en cuenta hasta la fecha, en España existen dos tipos estructurales claramente diferenciados, el construido en las catedrales de Castilla y Galicia que siguen el modelo francés, como las catedrales de León o de Burgos que corresponden a zonas de baja sismicidad, y otro tipo construido en Andalucía y Cataluña, zonas donde tal y como demuestran los datos sísmicos históricos, los maestros medievales fueron conscientes de la necesidad de modificar sus esqueletos pétreos en pro de la estabilidad frente a los posibles temblores de tierra”.

La profesora Cassinello realiza una interesante clasificación atendiendo a los tipos estructurales en función del elemento diafragma

llamado “enjuta”¹⁵. Según el grado de enjutamiento diferencia entre grupo A y grupo B. El grupo A denomina a los que exclusivamente tienen enjutas en arcos formeros, en los arcos fajones del crucero y los que delimitan la catedral. En el grupo B ubica a los que presentan enjutas tanto en formeros como en fajones.

Para completar esta clasificación añade las características que tradicionalmente se emplean, como son la presencia o no de arbotantes, posición de contrafuertes en función de su situación exterior o interior, siendo este último caso el que proporciona mayor rigidez al esqueleto pétreo, número de naves, relación de altura entre ellas... Elaborando una tabla que contemplan todos estos datos.

“...y que finalmente me dio la pauta para establecer la existencia de enjutas como la variable fundamental para establecer Tipos Estructurales en los esqueletos pétreos de las catedrales góticas españolas.”

Entre el número de Catedrales que la profesora Cassinello comenta, no se elabora una clasificación de la Catedral de Valencia. Así pues nos planteamos la pregunta acerca del grupo en el que se incluiría la Catedral de Valencia.

Tras una conversación mantenida con D. Tirso de Ávila, se obtiene información muy detallada sobre el sistema constructivo de la Catedral, en relación a dimensiones concretas, aspectos constructivos, así como un material inédito de fotografías relacionadas con esta intervención realizada y expuesta anteriormente. Sin embargo el dato más importante a destacar es su ratificación de la existencia de los diafragmas, como un entramado murario.

A partir de la anterior afirmación, podemos clasificar la Catedral de Valencia como un ejemplo a añadir a las ya clasificadas en el apartado anterior, siendo su clasificación B-III-3/hHh-CI- incluida dentro de las que excepcionalmente se construyen con arbotantes¹⁶.

15

Terminología empleada por Cassinello, refiriéndose a los diafragmas.

_ f.6.12, p.184

(Cassinello, 2004, 13)

_ 4.2, Intervención de 1976 como fuente de datos constructivos, p. 91

_ 4.2, Interpretación constructiva de la cubierta de la Catedral, p. 98

16

B_ Grado de enjutamiento de la nave central.

III_ Tipo. Establece ocho tipos diferentes en los esqueletos pétreos. Cuatro tipos de grados de enjutamiento A y cuatro del grupo B.

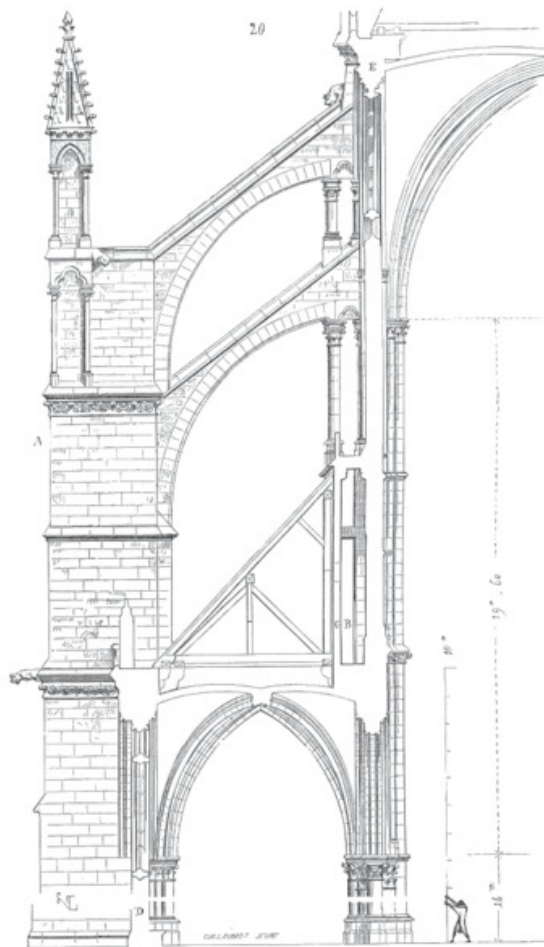
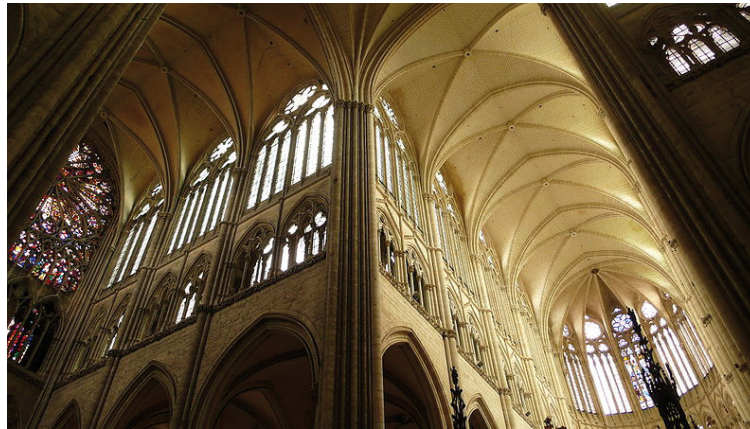
3/hHh_ Número de naves/ Relación de las alturas. En el caso de la Catedral de Valencia la central es de mayor altura.

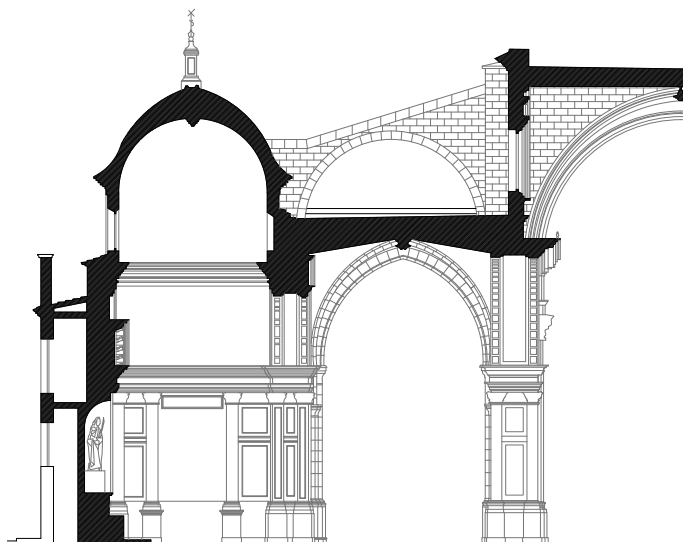
CI_ Sistema de contrarresto. Posición. En el caso de la Catedral de Valencia son contrafuertes interiores con arbotantes.

6.9_
Gótico Centroeuropeo.

La Catedral de Notre-Dame de Amiens.
Ejemplo de Gótico Centroeuropeo. Obsérvese la diferencia de altura entre las naves.

Fuente_ Enciclopedia en línea
Vista interior y sección transversal.

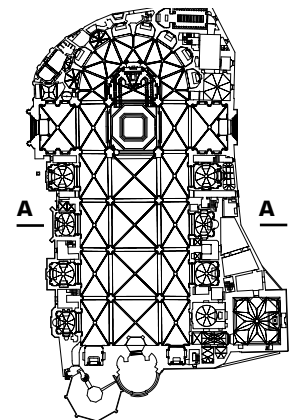




6.10
Gótico Mediterráneo.

La Catedral de Valencia. Sección transversal y vista interior. Ejemplo del Gótico Meridional. Obsérvese la poca diferencia de altura entre las naves. Proporciones que se alejan considerablemente del Gótico tradicional.

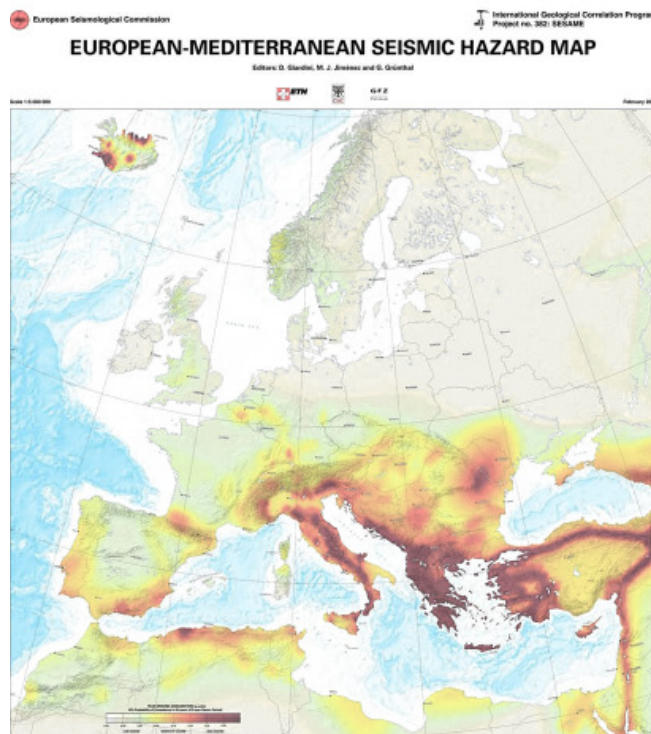
Sección de la autora. Modificada sobre los planos de Ramiro Moya
Fotografía_ Elaboración propia
Fecha_ 2013



6.11_

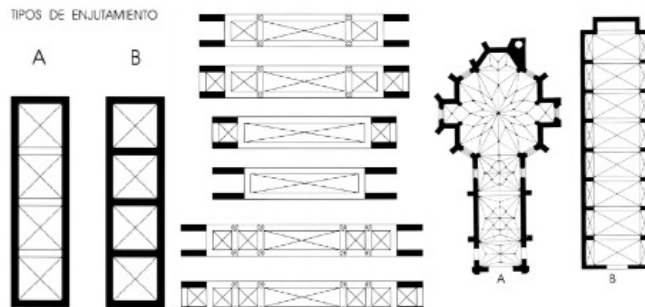
European Seismological Commission. European-Mediterranean seismic hazard map. Febrero 2003

En el mapa podemos apreciar la localización de los países ribereños del mediterráneo coincidentes con las zonas de mayor riesgo sísmico.



6.12_

Tipos estructurales de catedrales góticas españolas. Para establecer estos tipos la profesora Cassinello utiliza como variable fundamental la existencia de las "enjutas". La clasificación queda definida por dos grupos A y B. Establece ocho tipos diferentes de esqueletos pétreos. Cuatro del tipo A y cuatro del B. La siguiente variable que introduce es el número de naves y la relación entre las alturas, por último el contrarresto y su posición.



CATEDRALES GÓTICAS ESPAÑOLAS
TIPOS ESTRUCTURALES

GRADO DE ENJUTAMIENTO NAVE CENTRAL	TIPO	NAVES Nº / RH	SISTEMA DE CONTRARRESTO POSICIÓN
A	I	1	C I – NO ARBOTANTES
	II	3 / hHh	C E – ARBOTANTES
	III	3 / hHh	C E – NO ARBOTANTES
	IV	5 / hHhHh	C E – ARBOTANTES
B	I	1	C I – NO ARBOTANTES
	II	3 / hHh	C I – NO ARBOTANTES*
	III	3 / hHh	C I – NO ARBOTANTES*
	IV	5 / hHhHh	C I – ARBOTANTES

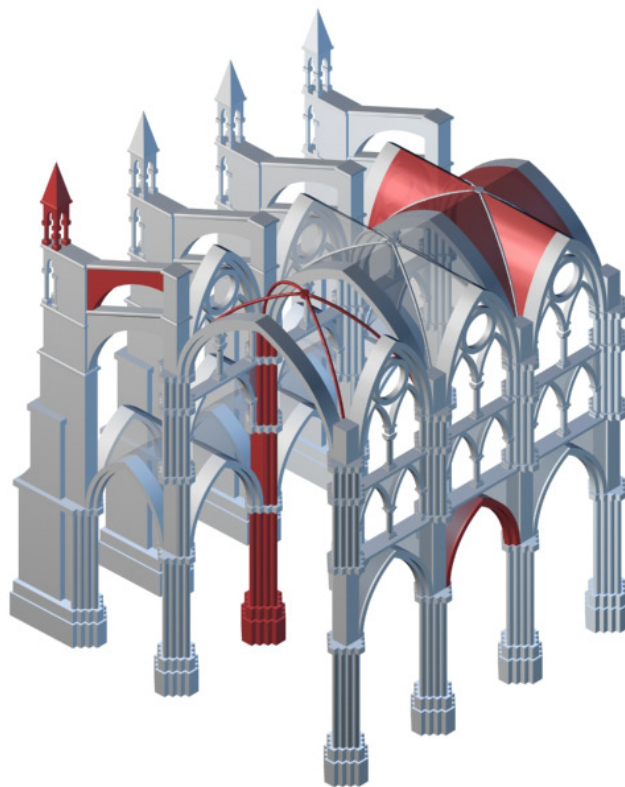
C I – Contrafuerzas Interiores

HhHh – Tres Naves de mayor altura la central

* Existen algunos casos con arbotantes

C E – Contrafuerzas Exteriores

HhH – Tres naves de la misma altura

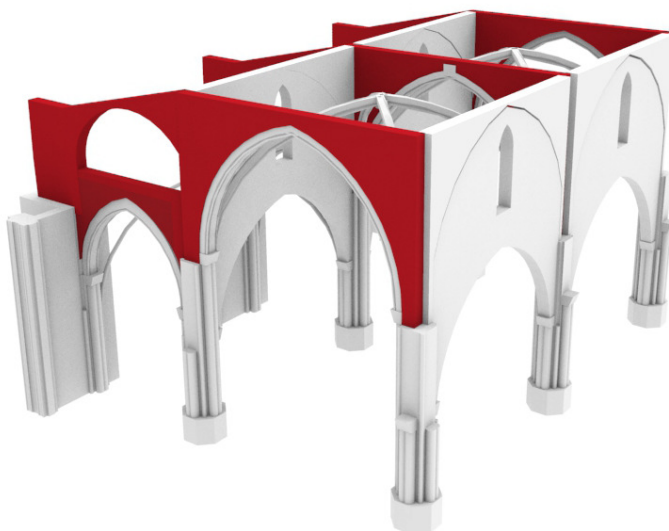


6.13

Esquema estructural del Gótico Centroeuropeo.

En rojo se indican los elementos característicos del Gótico. El arco ojival, con su verticalidad reduce los empujes. La bóveda de crucería que permiten concentrar las cargas gravitatorias en cuatro puntos. El muro pierde la función portante, por tanto permite introducir la luz en el interior de la Catedral. El arbotante es el elemento que traslada los empujes de las bóvedas a los contrafuertes. El incremento de la altura del templo para aumentar la superficie de las vidrieras supone la introducción en el cálculo de las acciones del viento y por tanto la necesidad de construir otros arbotantes que permitan absorber estos esfuerzos. El pináculo que por medio de su peso estabiliza los empujes.

Fuente_ enciclopedia en línea



Esquema estructural del Gótico Mediterráneo: Catedral de Valencia.

En rojo se destaca el diafragma, muro perforado por arcos situado transversalmente a las naves. Como muestra la imagen el muro es perforado, en este caso, por tres arcos, los de la nave lateral y principal, y un tercer arco de medio punto que permite el recorrido en la cubierta de la nave lateral.

3D de la autora

6.14_

Esquema estructural de las bóvedas de la nave central de la catedral de Valencia.

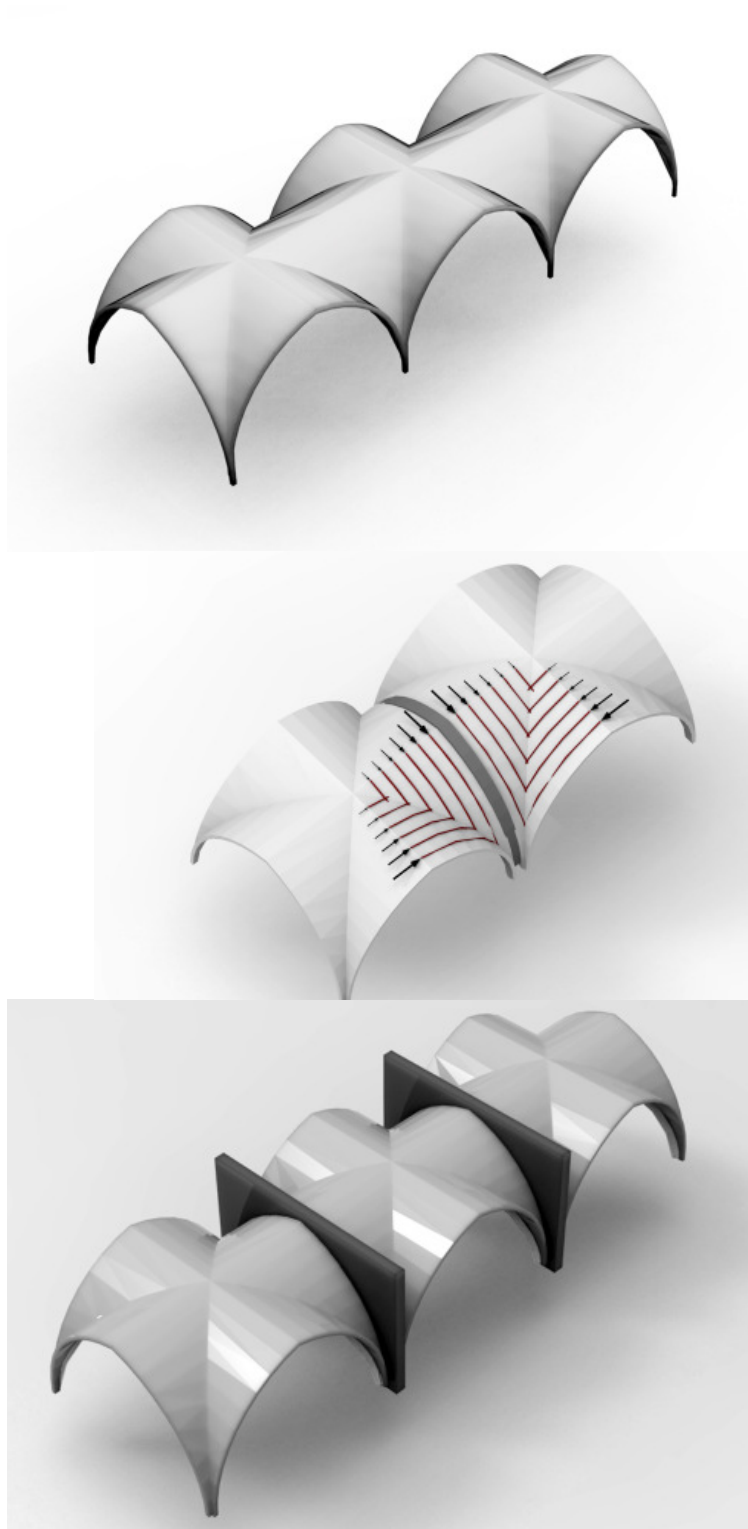
La forma más elemental de bóveda de crucería es la que resulta de la intersección de dos bóvedas de cañón, en este caso de sección apuntada. En sus aristas se concentran las tensiones como consecuencia de la pérdida de continuidad de su curvatura, estas discontinuidades tienen que ser reforzadas por medio de los nervios.

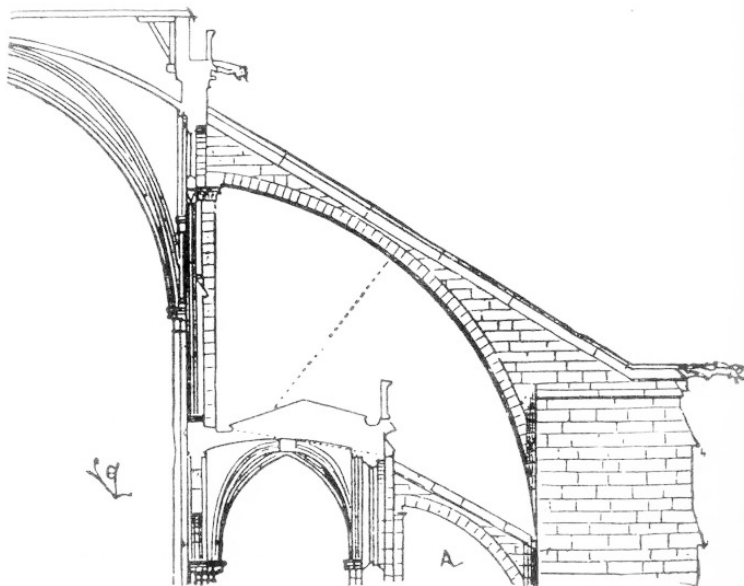
Como muestra la imagen central las cargas gravitatorias se transmiten directamente a los nervios, por lo tanto el arco fajón está exento de carga, se podría suponer que no son necesarios, no desempeñan una función determinante para la estructura.

En la Catedral de Valencia se disponen potentes muro-diafragmas. Sino no son fundamentales frente a cargas gravitatorias ¿Por qué razón se construyen estos muros? ¿Qué función desempeñan?

La respuesta se encuentra en la capacidad de estos muros para recibir los esfuerzos horizontales de sismo. Por tanto su función estructural es la de mejorar el comportamiento sísmico de la Catedral.

3D de la autora





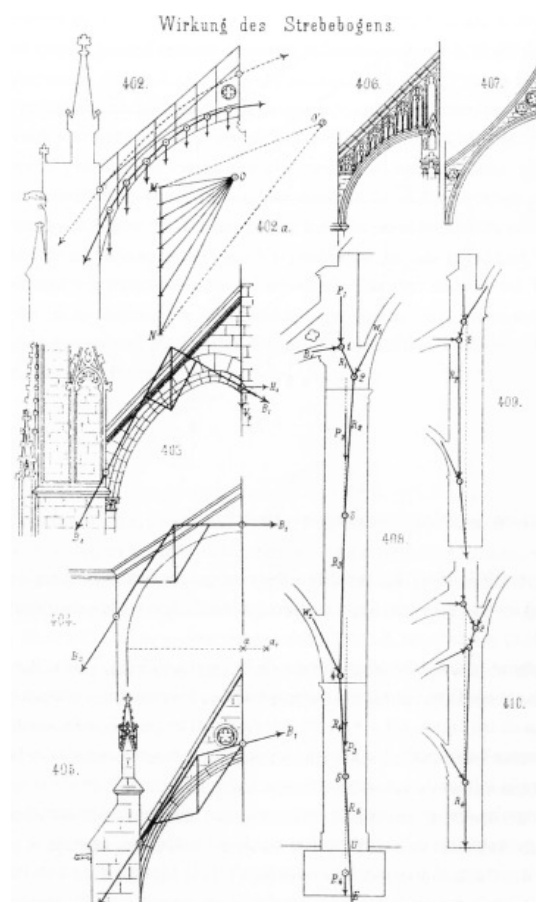
_6.15

Arbotantes característicos del Gótico Centroeuropeo.

Imagen superior_
Arbotante del siglo XIII en Notre-Dame, de París.
Viollet-le-Duc, 1858-68.

Imagen inferior_
Funcionamiento de los arbotantes, Ungewitter, 1901.

(Heyman, 1999, 111-117)



6.16_

Arbotantes de la Catedral de Valencia.

Imágenes de la autora



Los arbotantes se sitúan a una altura superior al arranque de las bóvedas, es esta razón la que ha generado dudas en relación a su función estructural. Sin embargo los arbotantes forman parte de la estructura muraria, manteniendo la continuidad entre los diafragmas y los contrafuertes.

Como se ha indicado anteriormente los diafragmas son muros perforados por arcos. El arbotante es el resultado de practicar en el diafragma un hueco que permite el recorrido por las cubiertas de las naves laterales.



Como se observa en las imágenes podemos distinguir, atendiendo a la forma del arco, entre dos tipos de arbotantes. Los arbotantes con arco de medio punto, que pertenecen a la Catedral trecentista y los arbotantes contruidos en la ampliación de la Catedral, en la Arcada Nova, obra iniciada por Francesc Baldomar en 1458 y rematada por Pere Compte en 1480.

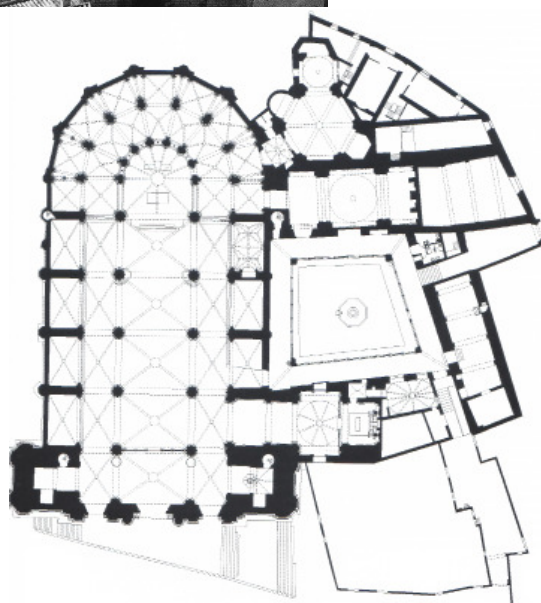




6.17

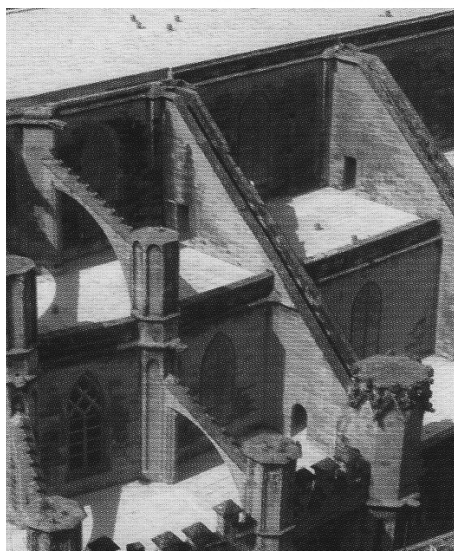
Vista y planta de la Catedral de Tortosa (1347- 1597)

(Bracons, 2002, 325)



6.18

Vista de detalle de la cubierta de la Catedral de Tortosa.



En primer plano el arbotante del ábside que transmite las cargas al contrafuerte. En segundo plano el hueco en el contrafuerte que permite el recorrido perimetral en la cubierta.

En el caso de la Catedral de Valencia se repite esta misma perforación, pero se resuelve con un hueco de mayor dimensión y con arco de medio punto.

(Mira, 2003, 87)

6.19_

Catedral de Sevilla.

Se observa claramente el sistema murario, las "enjutas" aparecen en arcos formeros y en arcos fajones.

(Cassinello, 2005, 12)



6.20_

Cubierta de la Catedral de Sevilla.

(Jiménez, 2013)





6.21

Ejemplo de modelo de cálculo con sistema diafragmático.

Alzado Escáner de la Iglesia de Santa María del Mar.

(Marambio, 2006)

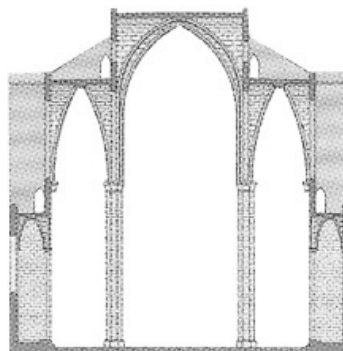


6.22

Modelo de Santa María del Mar.

En la imagen se pueden observar la modelización de los muros transversales.

(Vacas, 2009, 31)



6.23

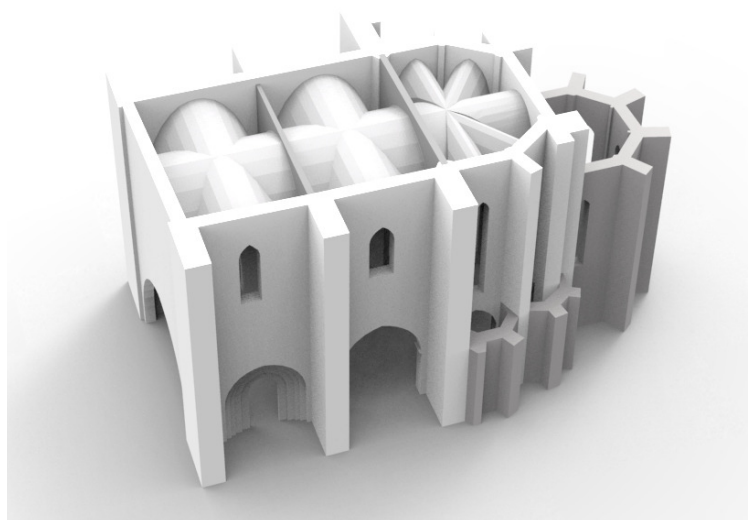
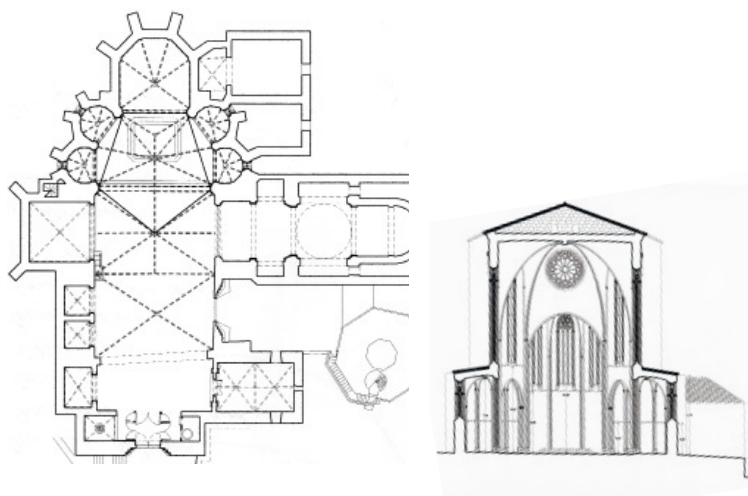
Sección transversal Santa María del Mar.

Obsérvese las perforaciones en el diafragma, situados en las cubiertas de las naves laterales y de las capillas. Estos pasos permiten el recorrido por las cubiertas. En el caso de la Catedral de Valencia los huecos son más grandes y con arcos de medio punto

(Cassinello, 2004, 15)

6.24_
Planta y Sección transversal de
la Iglesia Arciprestal de San
Mateo.

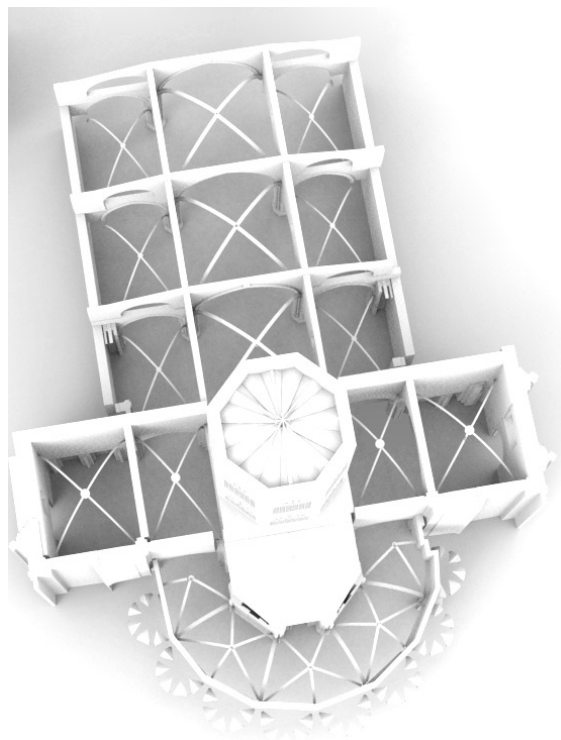
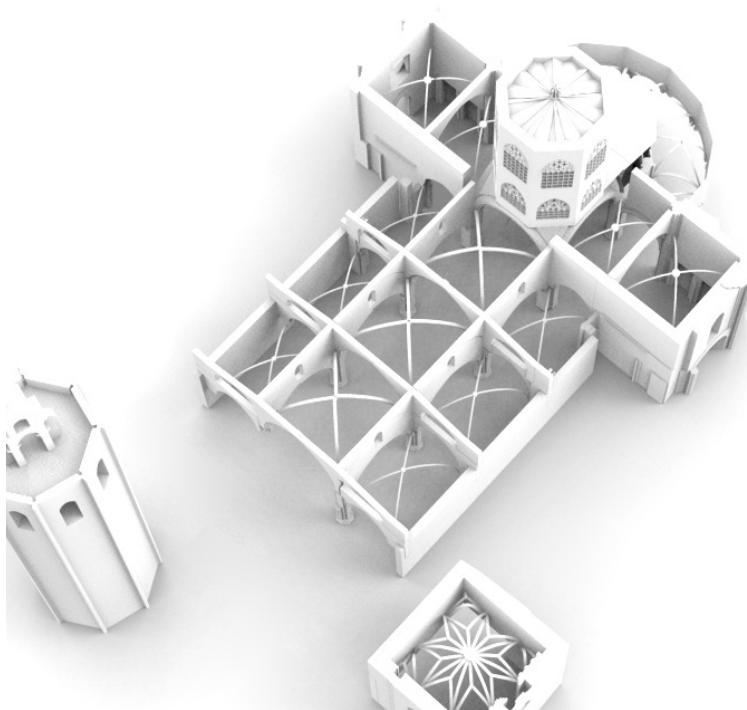
Fuente_ Juan Gomis Gómez-
Ygual



6.25_
Volumen del esquema estruc-
tural de la Iglesia Arciprestal
de San Mateo. Sistema de ar-
cos diafragmáticos.

Elaboración_ Adolfo Alonso
Durá





6.26

Esquema estructural de la Catedral de Valencia.

La Catedral de Valencia responde a un "sistema híbrido".

Se trata de un sistema formado por potentes muro-diafragmas (espesor 0,90 m). Estos elementos configuran un esquema a modo de cajas que mejoran el comportamiento dinámico de la Catedral.

En estas imágenes se refleja claramente como el arbotante forma parte de esta estructura muraria, resolviendo las dudas planteadas en relación a su función estructural. Dudas que surgen como consecuencia de la posición en la que se sitúan, superior al arranque de la bóveda. En las imágenes resulta evidentemente que el arbotante garantiza la continuidad entre los diafragmas y los contrafuertes.

Si retomamos el comentario sobre la etimología de la palabra diafragma, estos pueden considerarse como muros perforados. Por tanto quizás sería más acertado hablar exclusivamente de diafragmas y no distinguir entre arbotantes y contrafuertes. Ya que entonces el arbotante y el contrafuerte es el resultado de la perforación del diafragma por el arco de medio punto, que permite el paso en la cubierta de las naves laterales.

Por tanto el esquema de la Catedral de Valencia se basa en un sistema de muros longitudinales que son atados transversalmente por los diafragmas y que garantizan la estabilidad de la estructura frente a movimientos sísmicos. Explicando el por qué de las particularidades en la Catedral, demostrando una lógica constructiva en el estilo arquitectónico del Gótico Mediterráneo.



7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL



La capacidad de una estructura para hacer frente a las acciones sísmicas depende de la fuerza y capacidad de deformación de sus elementos. Para poder determinar la capacidad más allá del límite elástico, se debe efectuar un análisis no lineal. En el caso de las estructuras de fábrica la no linealidad se debe fundamentalmente a fenómenos de fisuración y fractura por tensiones de tracción, ya que las fábricas tienen resistencias a la tracción bajas.

Por tanto para realizar un análisis con un cierto rigor del comportamiento mecánico de materiales frágiles, el método no-lineal de cálculo es el que mejor describe la respuesta de estas estructuras. El método que se ha empleado en el cálculo es el de modelo de daño con su evolución frente a cargas estáticas o dinámicas.

7.1 ESTUDIOS PREVIOS

La mecánica de daño introduce cambios a nivel microestructural del material a través de variables internas, guardando similitud con los conceptos de plasticidad, estas variables modifican la influencia de la historia del comportamiento del material en la evolución de las tensiones. La aparición de fisuras y la evolución de las mismas en el tiempo, en este tipo de materiales, se pueden describir como las trayectorias de los puntos que están dañados. La fractura queda representada como un efecto de daño local, que se puede caracterizar en función de la resistencia a compresión y a tracción del material, de los parámetros conocidos del material y de las funciones que controlan la evolución de la fisuración según el estado sucesivo de las tensiones en cada uno de los puntos.

7.1.1 MODELO DE DAÑO

En el programa Angle desarrollado por el profesor Alonso, se ha implementado una aplicación del modelo de daño isótropo desarrollado por Oller (1991), Oller (2001), Oliver (1993), Oñate (1996), Hanganu (1997).

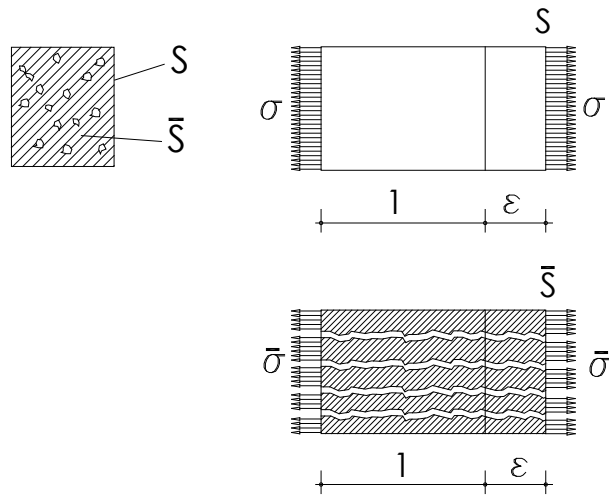
El modelo empleado se basa en la diferencia de comportamiento en compresión y tracción de este tipo de materiales, la degradación de su rigidez por el nivel tensional y el efecto en la respuesta en función del tamaño de la malla empleada en la modelización por elementos finitos, con la finalidad de conseguir un modelo correcto del comportamiento no lineal de este tipo de materiales.

Consideramos un punto del material que tiene un nivel de deterioro, esta degradación queda representada como huecos que ha padecido el material.

S es la superficie total y S' el área resistente efectiva, entonces $S-S'$ es la superficie de huecos que ha sufrido el material, queda definida la variable de daño d como:

El índice d indica el grado de deterioro del material ($0 \leq d \leq 1$), siendo el valor cero el estado no dañado y la unidad el deterioro total del área resistente.

$$d = \frac{S - S'}{S} = 1 - \frac{S'}{S}$$



La relación entre la tensión de Cauchy y la tensión efectiva que actúa sobre parte de la sección resistente efectiva, calculada por la condición de equilibrio:

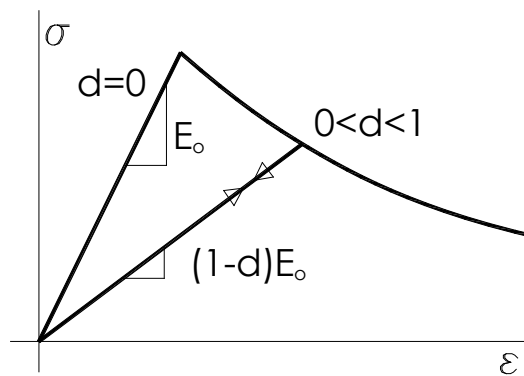
$$N = S\sigma$$

$$N = S'\sigma'$$

$$\sigma S = \sigma' S'$$

$$\sigma = (1 - d)\sigma' = (1 - d)E\varepsilon$$

Este índice escalar es suficiente para representar correctamente el comportamiento de materiales como las fábricas de ladrillo y de piedra.



Se trata de una reducción en la rigidez proporcional a $(1-d)$ en el comportamiento mecánico del material.

Extendiendo la relación anterior al vector total de tensiones se obtiene.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} = (1-d) [D] \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix}$$

Siendo D la matriz de elasticidad para un material isótropo:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{(1-\nu)} & 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{pmatrix}$$

Para la obtención de la variable de daño en cada instante del proceso de carga y deformación se debe evaluar la norma r_n del tensor de deformaciones a partir de:

$$r_n = [1 + \theta(n-1)] \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\sigma^{p,0})^2}$$

Donde n es la relación entre las resistencias uniaxiales a compresión y a tracción del material:

$$n = \frac{f_c}{f_t}$$

Expresando el comportamiento predominante a compresión o tracción la expresión:

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^3 [\sigma_i^{p,0}]}{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i^{p,0}|}$$

Siendo las tensiones no dañadas y la función de Macaulay de las tensiones principales no dañadas respectivamente:

$$\sigma' = D\varepsilon$$

$$[\pm \sigma'_i] = \frac{1}{2} (|\sigma_i| \pm \sigma_i)$$

El daño comienza cuando el índice r_n supera a r_0 que se toma como umbral:

$$r_0 = \frac{f_t}{\sqrt{E}}$$

El valor actual del parámetro r se toma como el máximo histórico en todo el proceso de carga:

$$r = \max\{r_0, r_n\}$$

Por lo tanto el índice de daño es:

$$d = G(r_n) = 1 - \frac{r_0}{r} \cdot \exp \left\{ A \left(1 - \frac{r_n}{r_0} \right) \right\}$$

El parámetro A se deduce de la energía disipada por unidad de volumen para un proceso de tracción uniaxial, a partir del modelo de Simo y Ju [Oller 2001]. La expresión de A es:

$$A = \frac{1}{\frac{g_f \times n^2 E_0}{(\sigma_c)^2} - \frac{1}{2}}$$

$$g_f = \frac{G_f}{l_c} \quad l_c = \sqrt[3]{V}$$

Siendo G_f la energía de fractura por unidad de área y l_c la longitud característica del dominio del punto que se analiza en la malla de

elementos finitos, que viene determinada en función del volumen V asociado al nodo de la malla de sólidos que se considera:

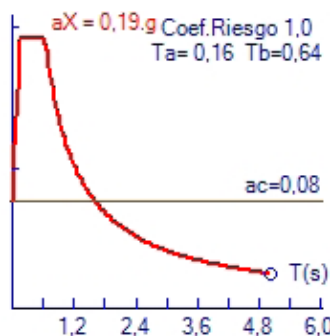
Se trata de un modelo que destaca por su sencillez, las variables que definen al material se limitan a: módulo de deformación, coeficiente de Poisson, resistencia a compresión, resistencia a tracción y energía de fractura.

7.1.2 ACCIONES SÍSMICAS

El análisis se realiza con el modelo de daño descrito anteriormente y el cálculo sísmico según las especificaciones del Eurocódigo 8. La acción de un terremoto es un fenómeno aleatorio y altamente imprevisible. Para definir la acción sísmica a efectos de cálculo se recurre a métodos estadísticos y de probabilidad. Las normas sísmicas definen la acción del seísmo mediante espectros de respuesta de las estructuras frente al movimiento del suelo inducido por el terremoto.

El espectro representa la aceleración sobre un punto de la estructura que provoca la acción sísmica en función de la frecuencia o el periodo de vibración de la misma.

El espectro elástico de diseño en aceleraciones para la ciudad de Valencia que define la norma NCSE-02 es el que se muestra en la figura siguiente:



7.1
Gráfica del espectro elástico de diseño para la ciudad de Valencia.

El espectro tiene una aceleración de cálculo de $0,08g$ y una aceleración máxima en la meseta para periodos bajos de $0,19g$.

Los movimientos sísmicos de cálculo se expresan en términos de un intervalo de recurrencia medio o una probabilidad de excedencia.

El periodo de recurrencia o de retorno es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un seísmo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada.

La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años.

El periodo de retorno **TR** se relaciona directamente con una probabilidad de excedencia **pe** para un número **t** de años mediante la expresión.

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

Los valores de los periodos de retorno que se utilizan para el cálculo son:

Sismo de servicio se corresponde con un movimiento del terreno con una probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Es un sismo frecuente que puede ocurrir varias veces en la vida de una estructura.

Sismo de diseño o de cálculo representa un movimiento sísmico raro o poco frecuente de intensidad entre moderada y severa y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del suelo que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, al que corresponde un periodo de retorno de 475 años.

Sismo máximo, es muy raro y corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el lugar donde se sitúa la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en 50 años. Tiene un periodo de retorno de 975 años.

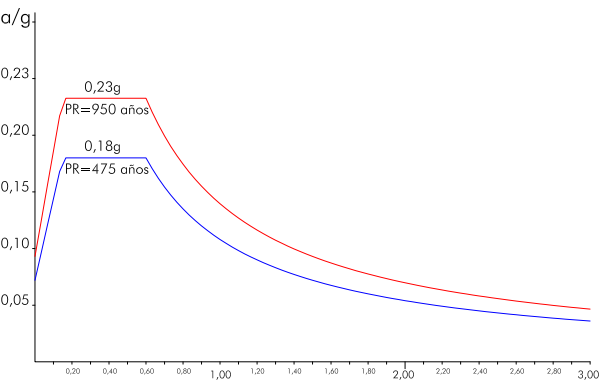
En la tabla siguiente se expresan estos conceptos:

T.1_
Valores de los periodos de retorno según el movimiento sísmico.

Movimiento Sísmico	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia
De Servicio	72	50% en 50 años
De Cálculo	475	10% en 50 años
Máximo	950	5% en 50 años

Los espectros de respuesta elásticos en la ciudad de Valencia para los periodos de retorno de 475 y 950 años son:

7.2_
Espectros de respuesta en al ciudad de Valencia. Periodo de retorno de 475 y 950 años. La equivalencia de estos sis-mos de diseño con la intensi-dad medida en la escala MSK (Medvedev-Sponheuer-karnik) es de grado VI para el sismo con periodo de retorno de 475 años y de intensidad VII para el de 950 años.

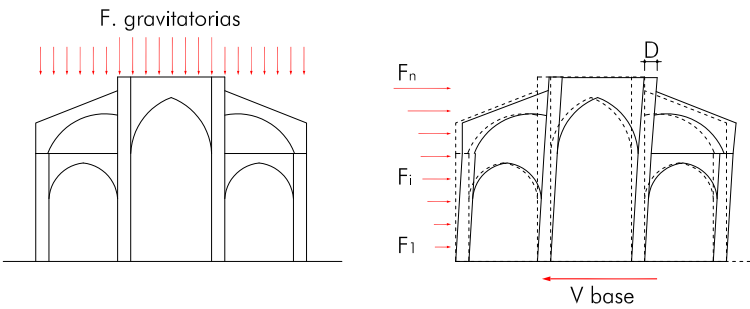


Se utilizan dos métodos para analizar el comportamiento sísmico de la estructura:

Análisis por empujes incrementales (pushover).

Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo.

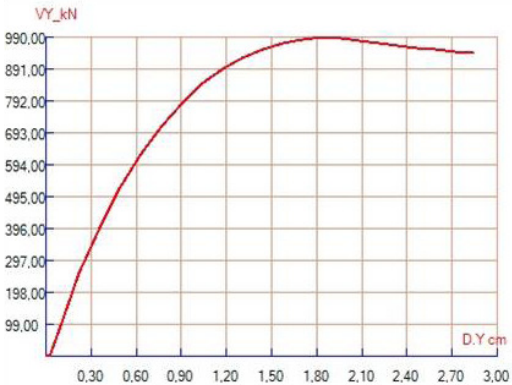
El **análisis estático no lineal pushover** es una técnica eficiente para estudiar la capacidad, y la resistencia-deformación de la estructura sometida a los efectos de un terremoto. La acción sísmica se introduce sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i , que se incrementan de manera monotónica hasta alcanzar la capacidad máxima de la estructura. El patrón de cargas utilizado en esta tesis es el de la distribución modal.



7.1.3 ACCIONES SÍSMICAS

7.3
Patrón de cargas aplicado en el método Pushover.

La capacidad de respuesta estructural se representa mediante la curva de capacidad que relaciona las reacciones de la base, cortante basal V_b y los desplazamientos D en el nivel superior de la estructura.



7.4
Curva de Capacidad.

La demanda sísmica se cuantifica mediante el espectro de respuesta en aceleración-periodo de vibración definido por la norma sísmica para el lugar donde se levanta la estructura. En este trabajo se utilizan los espectros definidos para la ciudad de Valencia por la norma española

NCSE-02. Se utilizan dos eventos sísmicos, el espectro de diseño que corresponde a un periodo de retorno de 475 años y el sismo máximo con un periodo de retorno de 950 años.

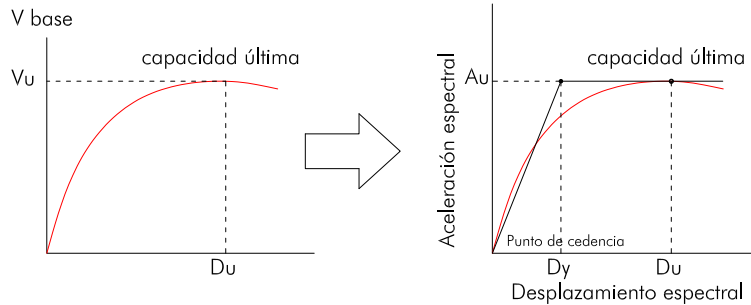
Al cruzar la curva de demanda con la de capacidad, su intersección define el “performance point” que se suele traducir por punto de desempeño, y que señala el movimiento que se puede esperar en el punto de control en la estructura para el sismo de cálculo definido por el espectro.

Para comparar ambas curvas, demanda y capacidad, se han de transformar en un formato homogéneo, formato denominado ADRS: espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento.

La curva de capacidad se simplifica construyendo una curva bilineal que contenga la misma área, hasta la capacidad última, de la curva real; esto asegura que ambas curvas representan la misma energía.

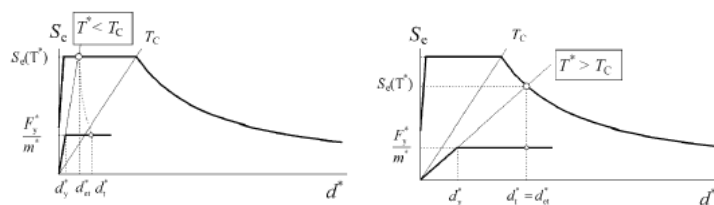
La curva bilineal tiene dos puntos característicos: la capacidad de cedencia y la capacidad última. El punto de capacidad de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta de la estructura empieza a ser no lineal y el punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural ha alcanzado el mecanismo de colapso o su máxima capacidad.

7.5_
Curva de Capacidad bilineal.



El EC8 define los puntos de desempeño para estructuras con periodos cortos o largos según el gráfico siguiente:

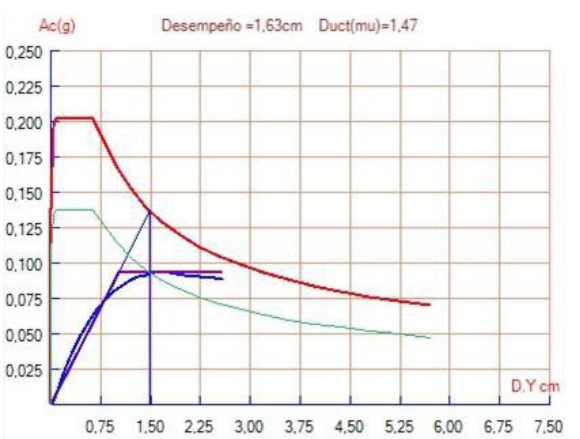
7.6_
Gráficas indicativas del Punto de Desempeño.



a. Rango de periodo corto

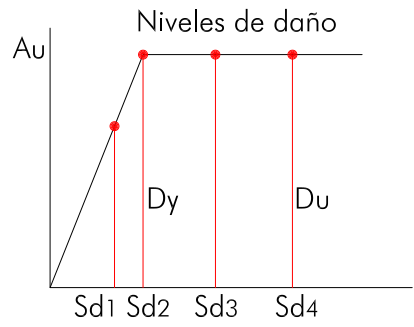
b. Rango de periodos medio y largo

Ejemplo :



7.7
Curva de Capacidad y Espectro de diseño.
Obtención del Punto de Desempeño.

Según se encuentre el punto de desempeño respecto a los puntos de cedencia y capacidad última se definen los umbrales de los estados de daño:



7.8
Umbrales de los estados de Daño.

Umbrales de daño	Definición
Leve	$Sd1 = 0,7 D_y$
Moderado	$Sd2 = D_y$
Severo	$Sd3 = D_y + 0,25 (D_u - D_y)$
Completo	$Sd4 = D_u$

T. 2
Clasificación de los umbrales de daño.

Análisis no lineal en el dominio del tiempo. Se obtiene la respuesta de la estructura al movimiento del suelo a lo largo del tiempo a través de la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento utilizando los acelerogramas para representar el movimiento del suelo.

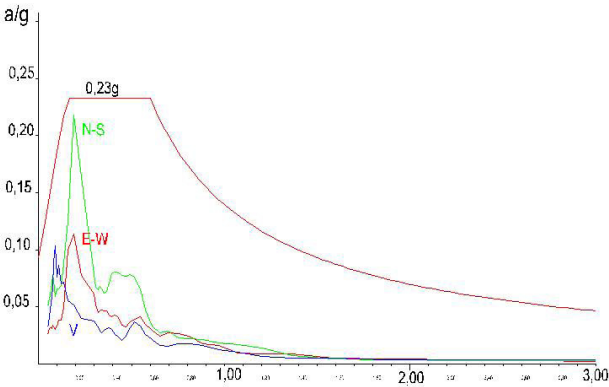
T. 3_
Registros de Terremotos en Valencia.

Las ecuaciones diferenciales de equilibrio dinámico se resuelven por el método de Newmark.
Para efectuar este tipo de análisis se ha de disponer de acelerogramas del movimiento del suelo. En Valencia hay pocos registros de terremotos significativos. Los más importantes son los referentes a una serie de tres movimientos sísmicos en el mes de septiembre de 2003. Sus características se muestran en la tabla siguiente. (fuente: Instituto Geográfico Nacional)

Fecha	Hora (GTM)	Magnitud	Intensidad (EMS)	Epicentro	Estación	Ac. Máx. N-S	Ac. Máx. V	Ac. Máx. E-W
16.09.2003	11:02	4,2	IV	E. Valencia 50,2 Km	Gandía	2,08	1,13	1,48
21.09.2003	9:58	4,1	IV	E. Valencia 50,3 Km	Gandía	3,93	1,85	2,93
21.09.2003	10:34	4,6	IV-V	E. Valencia 50,3 Km	Gandía	3,22	2,08	1,60

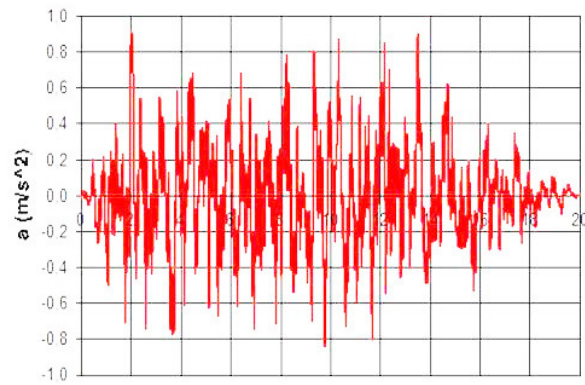
Del análisis de los datos se observa que los registros tienen una aceleración de pico muy baja ($PGA = 0.004\text{ g}$), frente al valor de $PGA = 0,06\text{ g}$ que corresponde a la ciudad de Valencia. Esto implica que hay que escalar los valores del acelerograma.
Los espectros de respuesta de los acelerogramas del registro de mayor intensidad (21/09/2003 a las 10:34:16) quedan por debajo del espectro de diseño; como se observa en la gráfica siguiente.

7.9_
Espectro de respuesta de acelerogramas y espectro de diseño.

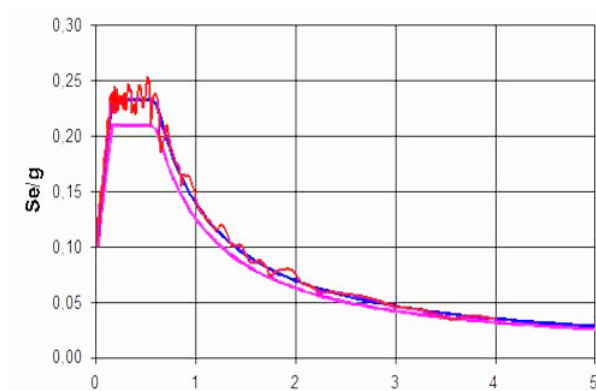


Como el objetivo del cálculo dinámico que se efectúa en esta tesis es el analizar la respuesta de la estructura de la Catedral frente a movimientos sísmicos característicos en la ciudad de Valencia, se ha optado por utilizar acelerogramas artificiales compatibles con el espectro definido por la Norma.

Se generan los acelerogramas con el programa SIMQKE_GR en las gráficas siguientes se muestra un acelerograma obtenido y su espectro de respuesta comparado con el de diseño de la Norma NCSE-02.



_7.10
Acelerograma artificial compatible con el espectro definido por la norma.



_7.11
Espectro de respuesta del anterior acelerograma y el espectro de la NCSE-02



7.1.4 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS MATERIALES

Se han considerado diferentes tipos de materiales siendo la sillería el material predominante, el ladrillo como material empleado en el modelo de bóvedas, así como los rellenos de bóvedas y relleno en el núcleo central de pilares.

Las propiedades mecánicas consideradas a efectos de análisis y que son fundamentales en el cálculo son la densidad, entendida como la densidad aparente y no la real del material, el módulo de elasticidad (módulo de deformación longitudinal) y la resistencia a compresión como dato que indica el índice de calidad del material, que nos permite deducir otras propiedades mecánicas.

Para establecer estas propiedades mecánicas se han tenido en cuenta dos fuentes. La primera fuente consultada ha sido obtenida de los ensayos efectuados en los sillares del Puente de la Trinidad de Valencia, ya que esta piedra es de la misma procedencia que la de la Catedral. La segunda fuente ha consistido en el vaciado de artículos recuperando las propiedades mecánicas consideradas en el análisis de los modelos de cálculo.

El puente de la Trinidad fue construido con sillares de piedra tosca de Rocafort. Para la sustitución y la modificación de sillares se utilizó piedra caliza procedente de Godella, esta piedra es la misma que la empleada en la Catedral, esta cantera está situada en el Barranquet vell y en el Barranquet nou de Godella.

(Bosch, 2009, 998)

Durante su consolidación estructural en el 2006 se extrajeron muestras para la realización de ensayos que permitieron determinar las características físico-mecánicas. El estudio de estas muestras demostró que la piedra había experimentado una reducción de la resistencia compresión, por tanto los valores son muy inferiores a los valores de la muestra de cantera. Los valores de densidad son de 1.918 Kg/m³ frente a los obtenidos en cantera de 2.346 Kg/m³ y valores de resistencia a la compresión de 7.91 N/mm² y 45.9 N/mm² respectivamente. Los valores obtenidos de los ensayos son inferiores debido a que las probetas ensayadas estaban localizadas en el exterior y por tanto han estado expuestas a la degradación por el medio ambiente.

Los valores de los ensayos quedan resumidos en la tabla siguiente:

Test Cylinders	Density (t/m3)	C. Breakage (N/mm2)	ds (N/mm2)	de	Module E (N/mm2)
1	1.949	7.05	2.6738	0.00175	1527.885
2	1.914	7.13	3.0680	0.00200	1534.000
3	1.891	9.57	5.4858	0.00452	1213.672
Average	1.918	7.916	-	-	1425.186

T. 4
Valores de los ensayos de la piedra del Puente de la Trinidad.

Se ha elaborado un vaciado de las propiedades mecánicas consideradas en el análisis de modelos de cálculo resumidas a continuación.

Pere Roca distingue en el análisis numérico elaborado del modelo de la Catedral de Mallorca valores de peso específico para los contrafuertes y bóvedas de 2100 Kg/m³, para pilares y arbotantes 2400 Kg/m³, módulo de Young 2000, 8000 y 1000 MPa respectivamente, la resistencia a tracción es asumida como el 5% de la resistencia a compresión, los valores de Energía de fractura basados en otros ensayos:

T. 5_

Valores empleados en el análisis de la Catedral de Mallorca.

Structural element	Densidad (kg/m ³)	E (MPa)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	Gf ⁺ (J/m ²)	Gf ⁻ (J/m ²)
Buttresses, vaults, ribs	2100	2000	0.10	2.00	100	40,000
Columns, flying arches	2400	8000	0.4	8.00	100	40,000
Central vault backing	2000	1000	0.05	1.00	100	40,000

Paulo B. Lourenço analiza las ventajas y la capacidad del uso de análisis numéricos avanzados para valorar la resistencia de una iglesia en Outeiro (Portugal), su situación actual después de haber sufrido un sismo y su comportamiento frente a otra posible acción sísmica, por medio de este análisis expone las medidas a considerar en su estructura.

Los materiales considerados son mampostería irregular, mampostería regular en revestimientos de fachadas, pilares y fábrica de ladrillo para las bóvedas, los valores estimados para las propiedades mecánicas son:

T. 6_

Valores empleados en el análisis de la Iglesia de Outeiro (Portugal).

Materials	E (MPa)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	v
Irregular masonry	1000	0	1.00	0.2
Regular masonry	6000	0	6.00	0.2
Brick masonry	3000	0	3.00	0.2

Análisis estructural del Monasterio de Jerónimos (Lisboa), centrado en el estudio del colapso de construcciones de mampostería considerando no sólo acciones accidentales como los terremotos sino acciones térmicas, viento, daño acumulado debido al tráfico... realiza diferentes modelos de cálculo en primer lugar se centra en el Refectorio elaborando un modelo simplificado y un modelo más detallado para el mismo volumen y contrastando su comportamiento frente a cargas sísmicas por el método push-over (análisis estático no-lineal), considerando el mismo material con un módulo de deformación de $E=2700 \text{ N/mm}^2$, coeficiente de Poisson de $v=0.2$ y

un peso de 23KN/m³. Posteriormente realiza un modelo completo del Monasterio y un modelo detallado de la iglesia, considerando dos tipos de materiales mampostería y relleno, en este caso las propiedades mecánicas consideradas en el cálculo han sido para la mampostería E= 3000 N/mm² y una resistencia a la compresión $f_c=3.0/6.0/\text{infinito}$ N/mm², para el relleno de E= 1000 N/mm² y una resistencia a la compresión $f_c=0.5/1.0/2.0$ N/mm² y una resistencia a la tracción igual a cero en ambos materiales.

Modelos	E (MPa)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	v	Densidad (KN/m ³)
Refectorio	2700	0	1.00	0.2	23
Iglesia mampostería	3000	0	3.00/6.00/infinito	0.2	23
Iglesia relleno	1000	0	0.5/1.0/2.0	0.2	23

T. 7

Valores empleados en el análisis del Monasterio de Jerónimos (Lisboa).

El análisis realizado por S. Casolo & C. A. Sanjust sobre el comportamiento sísmico de la catedral de Siracusa (Sicilia) estima unas características mecánicas de los materiales recogidas en la tabla siguiente:

Material	E (MPa)	Densidad (kg/m ³)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	v
Stone walls and columns	4500	2200	0.20	2.00	0.2
Other walls	3000	2200	0.35	3.00	0.2
Masonry walls and infills	2000	1800	0.74	7.40	0.2

T. 8

Valores empleados en el análisis de la Catedral de Siracusa (Sicilia).

Siro Casolo y Carlo Alberto Sanjust realizan el análisis estructural del comportamiento frente a sismo del Castillo de Maniace de Siracusa, considerando como propiedades mecánicas de los materiales:

Structural element	E (MPa)	Densidad (kg/m ³)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	Gf ⁺ (MPa)
Columns	8000/10000	2200	0.8/1.0	4.0/5.0	7500
Infill of the vault	700	1000	0.14/0.20	0.7	650
Perimeters wall	4000/5000	1800	0.8/0.6	2.0/2.5	3500
Buttress	4000/5000	1800	0.8/0.6	2.0/2.5	3500
Arches and vaults	5000	2200	1.0/0.8	2.0/2.5	4000

T. 9

Valores empleados en el análisis del Castillo de Maniace (Siracusa).

Para el análisis realizado del Castillo medieval de San Niccolò (Toscana, Italia) por Michele Betti et al se han considerado los siguientes valores para las propiedades mecánicas:

T. 10_

Valores empleados en el análisis del Castillo de San Niccolò (Toscana).

Materials	E (MPa)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	v
Wall	3000	0.15	10.00	0.25
Tower	2000	0.15	8.00	0.25
Cross-Vault	5000	0.15	12.00	0.25

Estos mismos autores realizan un estudio sobre la vulnerabilidad frente a sismo de una basílica románica como modelo de iglesia de mampostería tradicional italiana. Considerando en dicho análisis un módulo de deformación de 20,000 Kg/cm², un módulo de Poisson igual a 0.25 y un peso propio de la mampostería de 22 KN/m³. En el estudio particular de la basílica de Santa Maria all'Impruneta (Florence, Italia) distinguen diferentes materiales para el ábside, la nave principal y los pilares.

T. 11_

Valores empleados en el análisis de la basílica de Santa Maria all'Impruneta (Florence).

Materials	E (MPa)	Densidad (kg/m ³)	f ⁺ (MPa)	f ⁻ (MPa)	v
Nave	1400	1900	0.15	7.5	0.2
Apse	1530	2000	0.15	8.5	0.2
Columns	14,500	2300	3.5	40	0.2

Otras propiedades mecánicas consultadas obtenidas del *monográfico sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica, comportamiento mecánico de la obra de fábrica*, donde se realiza una caracterización de los materiales que las constituyen, como elementos individuales, las piezas, el mortero y la interfaz pieza-mortero, así como su comportamiento como material compuesto.

Se recogen tablas con valores orientativos sobre el peso específico de los principales tipos de piedra, granito, caliza, arenisca y mármol así como del ladrillo según distintas fuentes.

T. 12_

Valores del peso específico de los principales tipos de piedra.

Peso Específico aparente de la piedra (KN/m ³)						
Tipo piedra	Baker mín-med-máx	Camuñas medio	Hütte mín-máx	Arredondo mín-máx	PIET 70	UIC mín-máx
Granito	25-26-28	28	23-27	26-27	26-30	26-28
Caliza	23-25-27	23	19-28	24-28	20	20-26
Arenisca	19-22-24	23	19-27	23-29	-	-
Mármol	25-27-28	27	19-28	27-28	-	-

Peso Específico aparente del ladrillo (KN/m³)

Tipo/ Calidad ladrillo	UIC	Ponts en maçonnerie
1	Ladrillo blando	17-19 Calidad inferior 14
2	Ladrillo medio	19-21 Calidad media 14-18
3	Ladrillo duro	20-22 Calidad buena 14-18
4	Ladrillo de clinker	21-23 Calidad excelente 18-22

T. 13
Valores del peso específico del Ladrillo.

Resistencia a compresión de la piedra (N/mm²)

Tipo piedra	Baker	Camuñas	Hütte	Arredondo
Granito	14-134-191	180	80-270	80-270
Caliza	25-65-166	60-130	25-190	80-150
Arenisca	30-64-105	50	15-320	10-180
Mármol	48-88-123	140	40-280	80-150

T. 14
Resistencia a compresión de la Piedra.

Resistencia a compresión del ladrillo (N/mm²)

Calidad ladrillo	UIC	Ponts en maçonnerie
1	Ladrillo blando	4-8 Calidad inferior 6-10
2	Ladrillo medio	8-15 Calidad media 10-20
3	Ladrillo duro	15-30 Calidad buena 20-30
4	Ladrillo de clinker	30-50 Calidad excelente 35-70

T. 15
Resistencia a compresión del Ladrillo.

Módulo de elasticidad de piedras (N/mm²)

Piedra	Baker	UIC	ASTM
Granito	8,500-32,000-67,500	10,000-100,000	47,000 (Barre)
Caliza	17,000-32,000-76,000	20,000-100,000	33,000 (Salem)
Arenisca	7,000-15,000-40,000	10,000-50,000	12,500 (Berea)
Mármol	25,000-48,000-82,000	-	76,000 Tennessee

T. 16
Módulo de Elasticidad de piedras.

Módulo de elasticidad del ladrillo (N/mm²)

Calidad ladrillo	UIC	Ponts en maçonnerie
Ladrillo blando	1,000-5,000	
Ladrillo medio	5,000-10,000	5,000-25,000
Ladrillo duro	10,000-15,000	
Ladrillo de clinker	15,000-20,000	

T. 17
Módulo de Elasticidad del Ladrillo.

Los coeficientes típicos recogidos para el parámetro deformacional (coeficiente de Poisson) quedan clasificados distinguiendo entre piedra 0.15-0.20 y ladrillo 0.10-0.15.

Para los valores de Energía de Fractura G_f se recogen valores entre 0.06 y 0.13 Nmm/mm² para ladrillo de arcilla y silicato cálcico y para los valores de resistencia a tracción entre 1.5 y 3.5 N/mm², para las mismas muestras.

Como resumen de todos los valores recopilados hay que resaltar la dispersión de resultados. Por esta razón se consideran, para el análisis de la Catedral de Valencia, valores conservadores del lado de la seguridad, que son recogidos en la tabla siguiente, distinguiendo entre cuatro materiales:

T. 18_

Valores empleados en el análisis de la Catedral de Valencia.

Material	D (t/m ³)	E (N/mm ²)	f_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	G_f + (Nmm/mm ²)
Sillería	2.2	7,500	12	0.35	0.3
Relleno sillería	2.0	2,500	8	0.25	0.2
Ladrillo	1.8	3,500	3.5	0.15	0.1
Relleno bóveda	1.5	1,000	3	0.2	0.15

7.2
ANÁLISIS DEL SISTEMA
ESTRUCTURAL DE LA CATEDRAL



El análisis de elementos finitos se realiza por medio del software ANGLE¹³, a partir de la geometría real. En base a su configuración constructiva se generan los modelos de cálculo con herramientas CAD, posteriormente son recuperados en el entorno del programa de cálculo permitiendo evaluar estructuras de gran complejidad, considerando la estructura en su globalidad y reproduciendo el conjunto objeto de análisis.

La geometría utilizada se refiere a la estructura gótica original sin tener en cuenta la intervención neoclásica, considerada como un encamisado de la estructura primitiva basada principalmente en el trasdosado de pilares y arcos.

El cálculo se centra en el comportamiento del modelo estructural frente a cargas gravitatorias y acciones sísmicas, actuando sobre el tramo central. Formado por las tres naves y dos crujías correspondientes al trazado primitivo de la Catedral, por ser este el tramo más vulnerable frente a cargas horizontales puesto que en la dirección longitudinal del templo los empujes son absorbidos tramo a tramo y resistidos por la cabecera y los pies.

Se plantean diferentes modelos según distintos elementos constructivos, el primer modelo de cálculo se corresponde con la actual situación, posterior a la intervención de Ramiro Moya, en la que como hemos comentado en anteriores capítulos se realiza una losa de hormigón armado así como un zunchado perimetral y otro transversal (sobre los diafragmas) en la cubierta original, teniendo en cuenta los arbotantes que garantizan la continuidad de la estructura oculta muraria.

El segundo modelo de cálculo mantiene la losa de hormigón pero prescinde de los arbotantes manteniendo sólo los diafragmas.

En la tercera, cuarta y quinta simulación se elimina la losa de hormigón armado y se combina con y sin los arbotantes y diafragmas. Por tanto podemos resumir los cinco modelos de cálculo atendiendo a:

Modelo 1_ Losa, con Arbotantes y con Diafragmas.	_p. 218
Modelo 2_ Losa, sin Arbotantes y con Diafragmas	_p. 229
Modelo 3_ Sin Losa, con Arbotantes y Diafragmas	_p. 235
Modelo 4_ Sin Losa, sin Arbotantes y con Diafragmas	_p. 245
Modelo 5_ Sin Losa, con Arbotantes y sin Diafragma	_p. 251

13
Programa desarrollado por el profesor Adolfo Alonso Durá.

(Alonso, 2003)

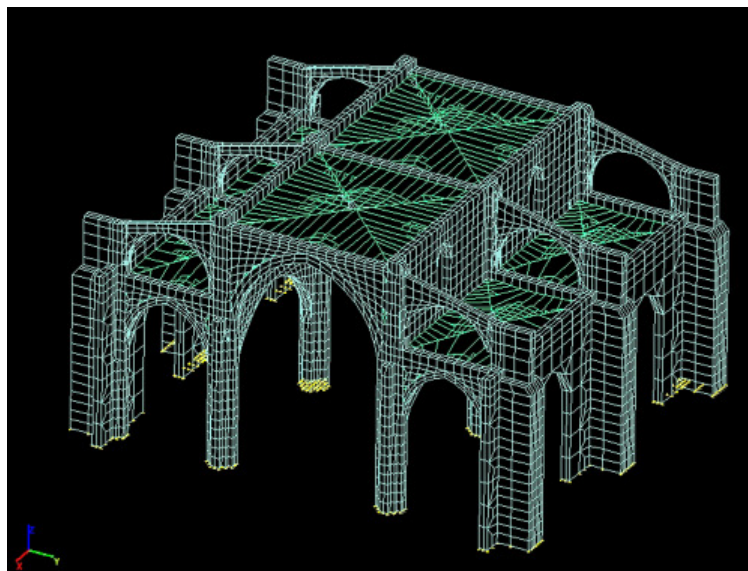
7.3.1

Modelo 1_ Losa, con Arbotantes y con Diafragmas.

Nodos_ 22983
Sólidos_ 16516
Tetraedros 5020
Hexaedros 11496
Láminas_ 4352
Nº de ecuaciones_ 79635

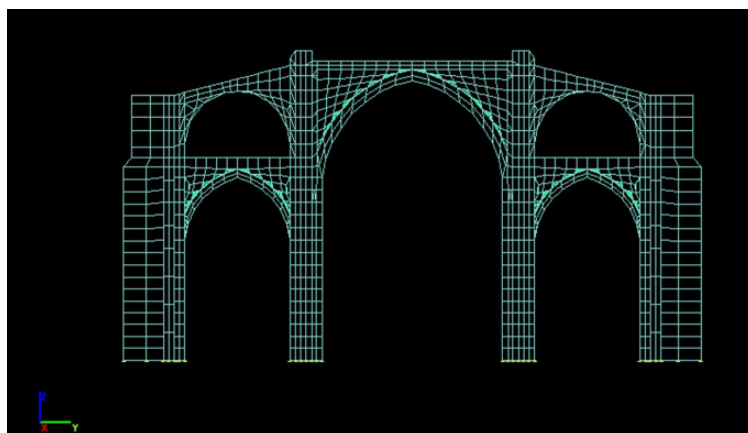
7.12_

Vista conjunto modelo 1



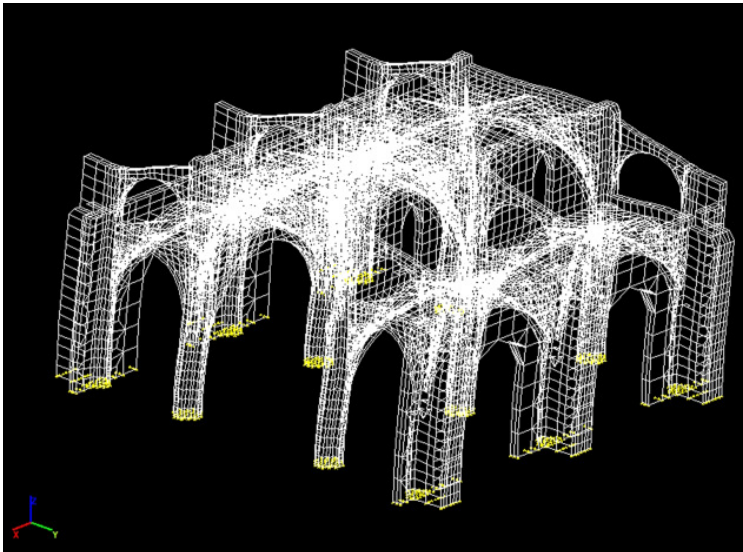
7.13_

Alzado modelo 1



Características dinámicas

Se han cosiderado un total de
16 modos de vibración

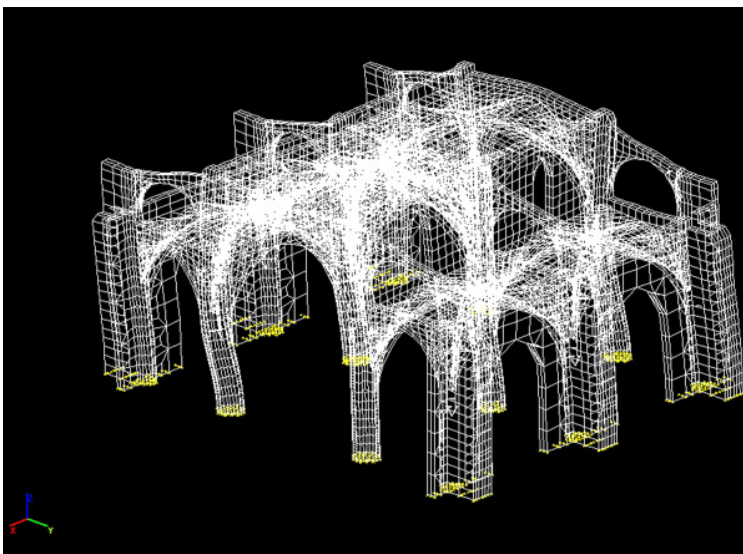


7.14
Modo 1

Frecuencia angular=
20.0942222198255

Frecuencia (cps)= 3.198095

Periodo (seg)=0.3126862



7.15
Modo 2

Frecuencia angular =
28.7839271929612

Frecuencia (cps)= 4.581104

Periodo (seg)= 0.218288

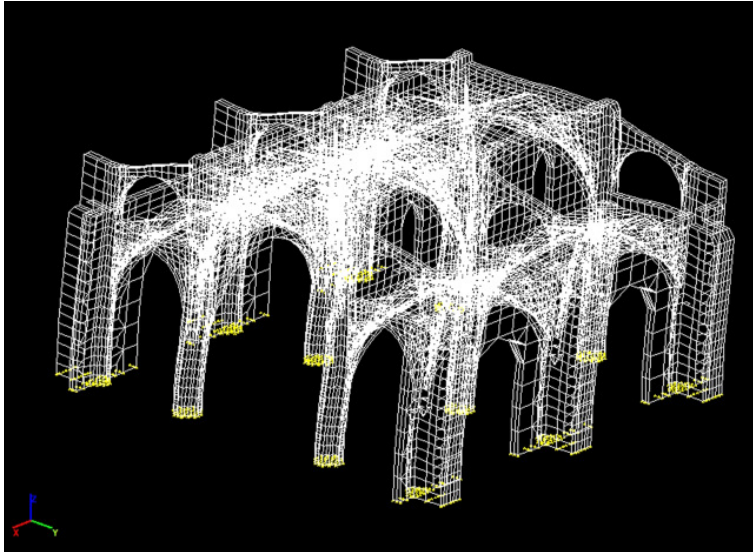
Características dinámicas

7.16_
Modo 3

Frecuencia angular =
35.7025317620979

Frecuencia (cps) = 5.682234

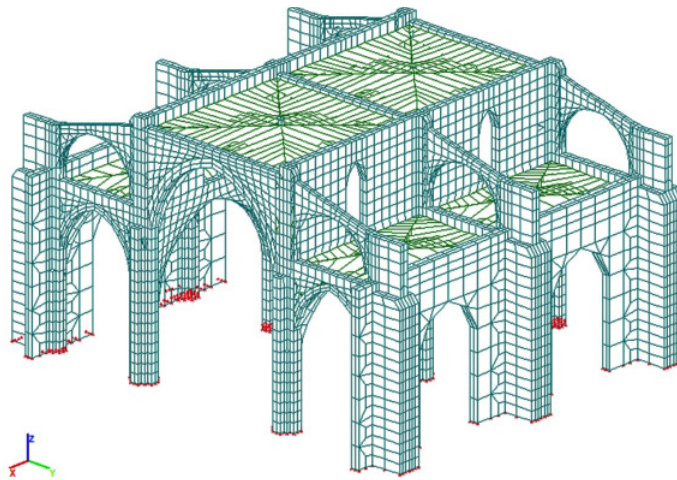
Periodo (seg) = 0.1759871



T. 19_

Tabla resumen modos de vibración, masas efectivas movilizadas por cada modo y valores totales acumulados para el modelo 1.

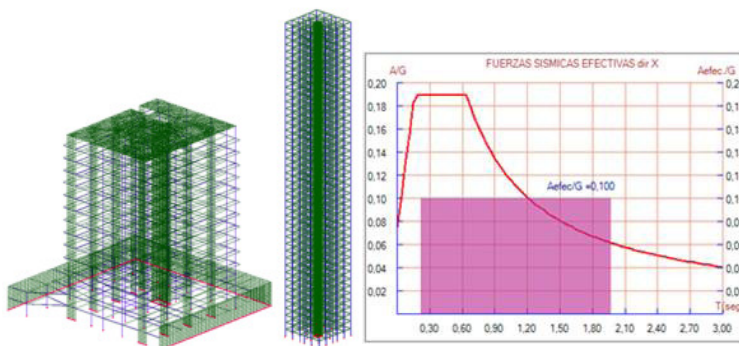
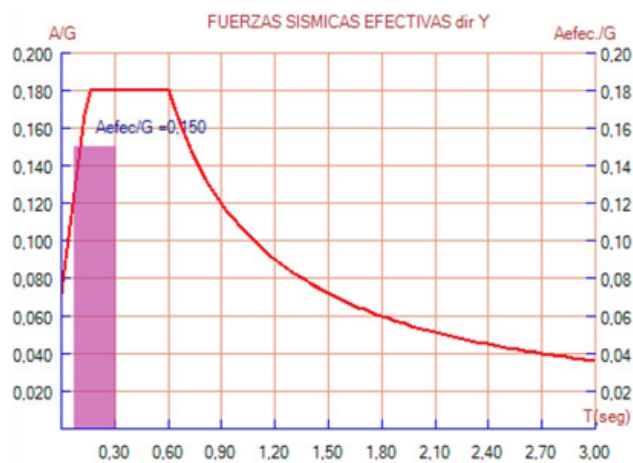
Modo	Periodo (seg)	Mex (%)	Mey (%)	Mez (%)	Mtx (%)	Mty (%)	Mtz (%)
1	0.312686	0,00	81,31	0,00	0,00	81,31	0,00
2	0.218288	67,77	0,00	0,00	67,77	81,31	0,00
3	0.175987	0,00	0,00	0,00	67,77	81,31	2,53
4	0.164232	0,00	0,00	2,53	67,77	81,31	2,53
5	0.136811	16,67	0,00	0,00	84,44	81,31	2,53
6	0.104501	0,00	0,00	0,00	84,44	81,31	39,90
7	0.101478	0,00	0,00	37,37	84,44	81,31	39,90
8	0.093745	0,00	2,41	0,00	84,44	83,72	39,90
9	0.091961	0,00	0,38	0,00	84,44	84,11	39,90
10	0.089804	0,03	0,00	0,00	84,44	84,11	39,90
11	0.084497	0,00	0,00	1,55	84,44	84,11	41,46
12	0.084138	0,00	0,00	0,01	84,44	84,11	41,46
13	0.079779	0,00	0,05	0,00	84,44	84,16	41,46
14	0.075646	0,84	0,00	0,00	85,32	84,16	41,46
15	0.073000	0,00	0,00	1,20	85,32	84,16	42,66



7.17

Fuerzas sísmicas efectivas en dirección Y, dirección perpendicular al eje longitudinal de la Catedral.

Como indica la gráfica las propiedades dinámicas del modelo se sitúan en las zonas donde el espectro es más elevado y por tanto las aceleraciones efectivas son mayores.

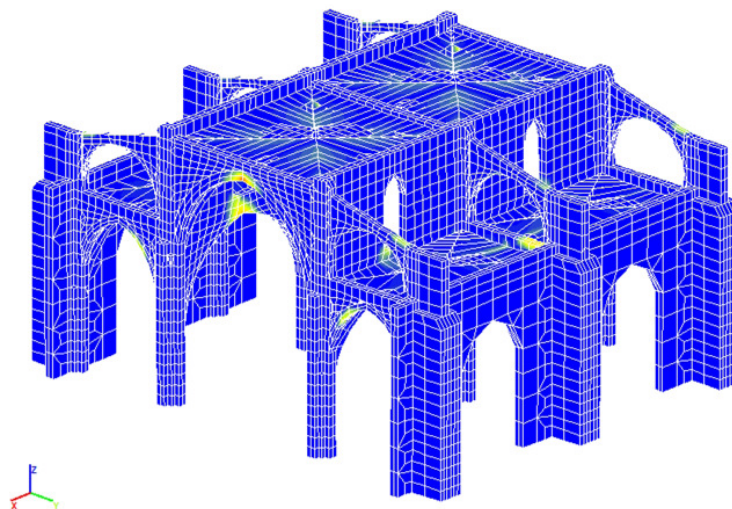


7.18

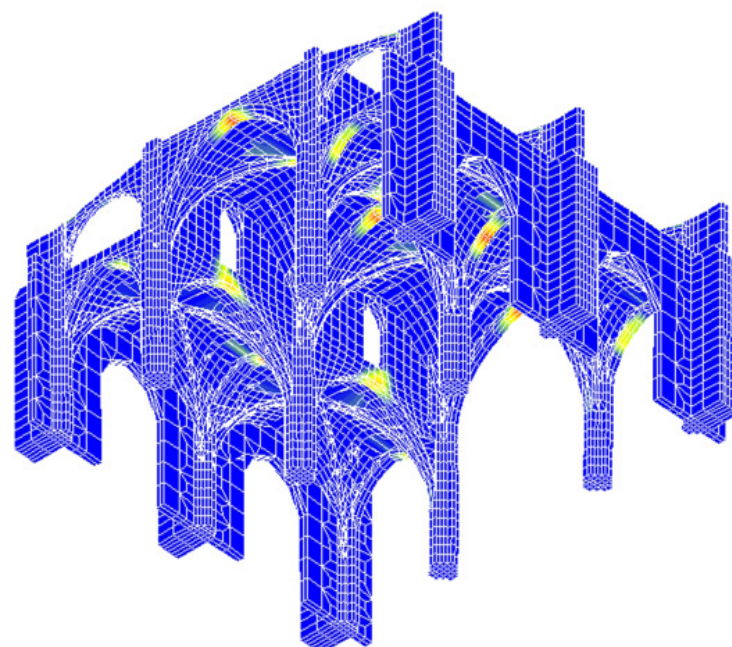
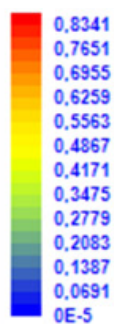
En las estructuras rígidas los periodos de oscilación son bajos ($T=0,3$ seg.) mientras que en estructuras modernas son más altos (más flexibles).

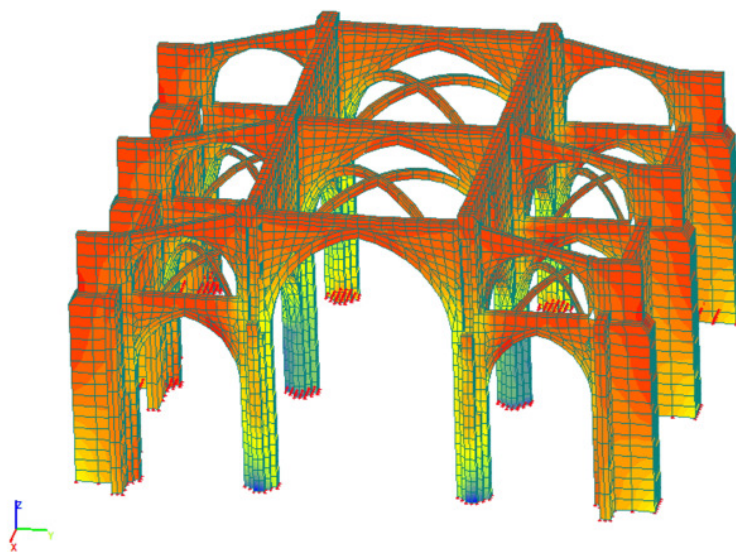
7.19_

Índice de daño correspondiente al paso 11 para el total de las cargas gravitatorias, como indican las imágenes el índice de daño no alcanza el valor 1 de rotura, el daño se concentra principalmente en el intradós de la clave de los arcos.



Índice de daño $0 < d < 1$





_7.20

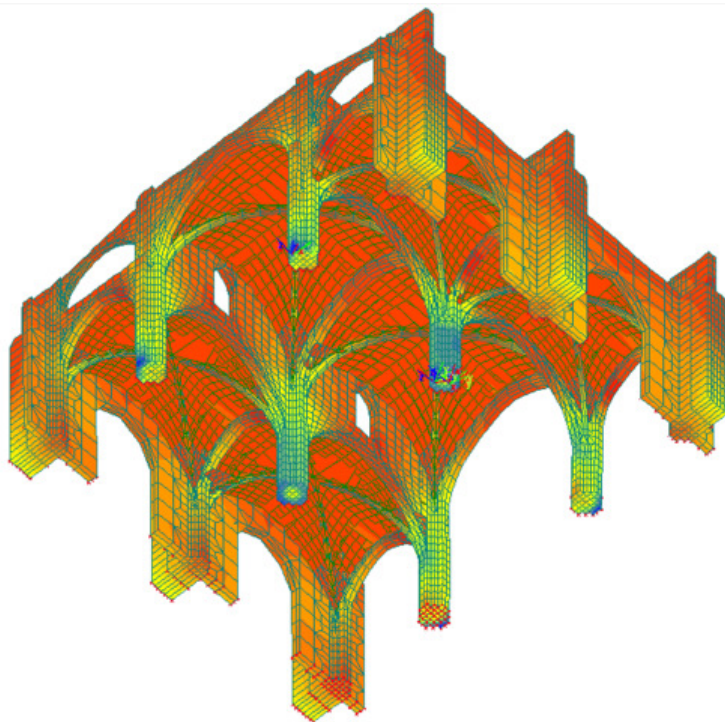
Representación de isovalores correspondientes a las tensiones según eje Z (dirección vertical) frente a cargas gravitatorias, como se puede observar las tensiones máximas se concentran en la base de los pilares centrales, alcanzando valores del orden de:

Sx_0,508

Sy_0,508

Sz (tensión vertical de compresión)_2.031

Siendo el valor Sz muy inferior a la resistencia a compresión considerada en torno a 12 N/mm².



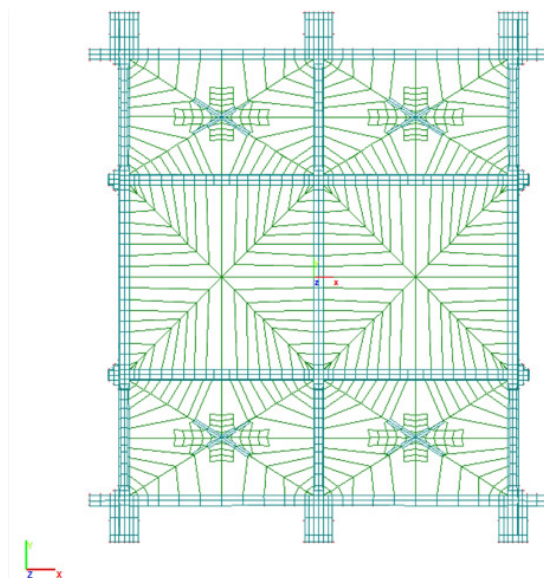
Tensiones SZ N/mm²



7.21

Vista en planta del modelo de cálculo sobre el que seleccionamos un punto situado en el tramo central y en el punto más elevado.

Nudo de control 20310.

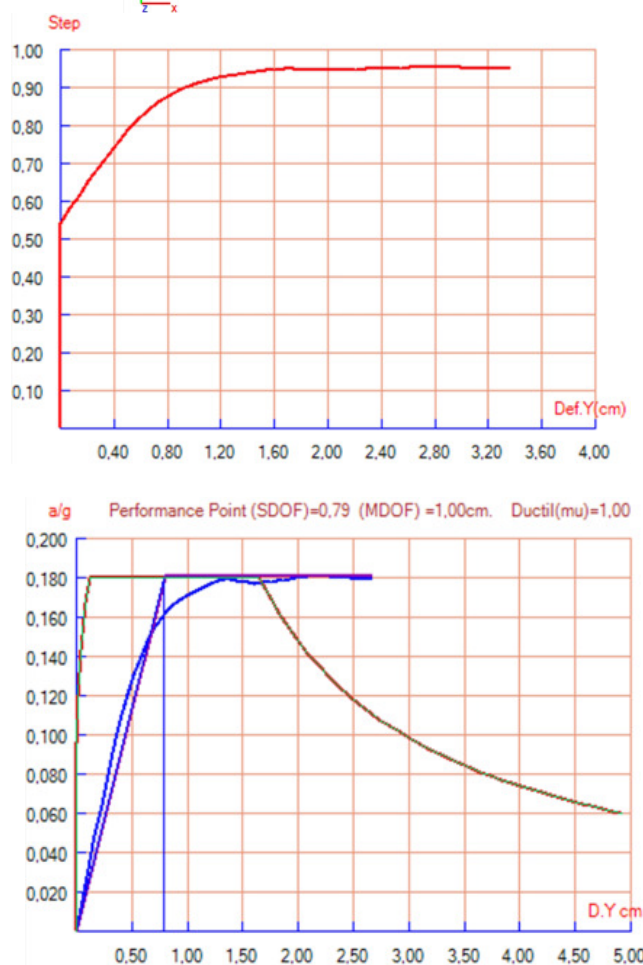


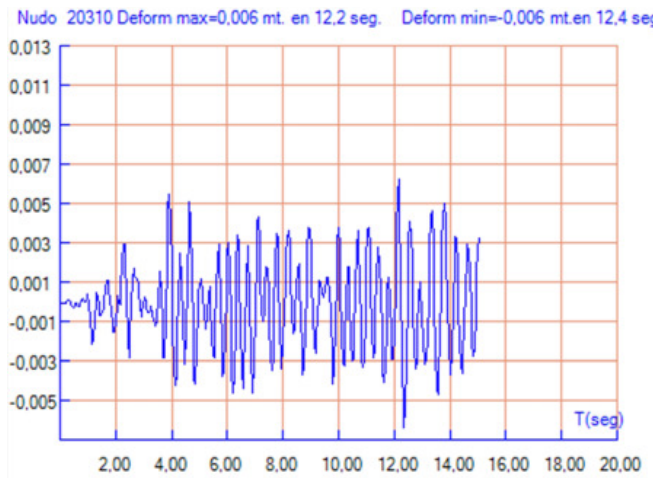
En la gráfica se representa por pasos las cargas aplicadas, el primer tramo se corresponde con las cargas gravitatorias. Como se puede ver las deformaciones según la dirección Y se producen cuando se aplican las cargas horizontales de sismo.

Por medio de un análisis estático no lineal (pushover) podemos determinar la vulnerabilidad de la catedral frente a un sismo, se trata de un método no lineal estático que permite estimar el comportamiento de la estructura en estas condiciones.

La gráfica inferior compara la capacidad de la estructura con la demanda provocada por el movimiento del terreno a consecuencia de un sismo, en este caso se considera un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años.

La máxima deformación en dirección Y alcanzada es de 0,79 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de un grado de libertad, este punto es el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, en este caso se produce antes en la parte elástica lejos del colapso.

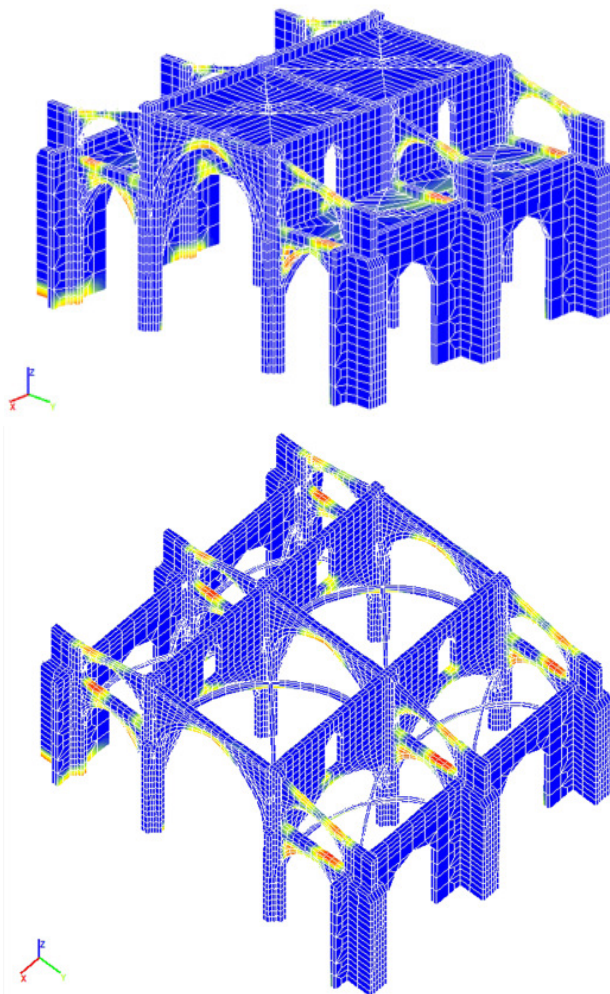




7.22

Deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico) obtenida para el mismo nudo anterior (20310), obteniendo un desplazamiento máximo de 0,6 cm en el segundo 12,2 y 12,4.

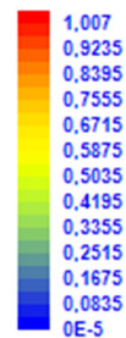
En paralelo al método push-over se realiza un análisis no lineal dinámico, por ser este método el más ajustado al comportamiento real de la estructura, sin embargo requiere un tiempo de cálculo muy elevado, en concreto el tiempo de cálculo empleado para este modelo con este análisis ha sido de 797 min.



En las imágenes inferiores el índice de daño correspondiente al segundo 12,2 para desplazamiento máximo, se observa como se concentra el daño en el intradós de los arcos y como los contrafuertes entran en carga, aumentando el daño en el trasdós del arco justo donde se produce la disminución de su sección.

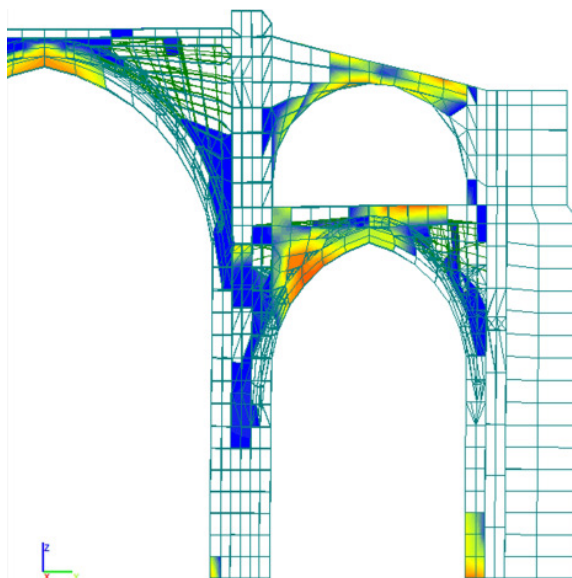
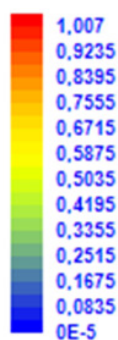
Se alcanza la fisuración en las zonas indicadas pero se trata de daños leves sin llegar al colapso global de la estructura.

Índice de daño $0 < d < 1$



7.23_

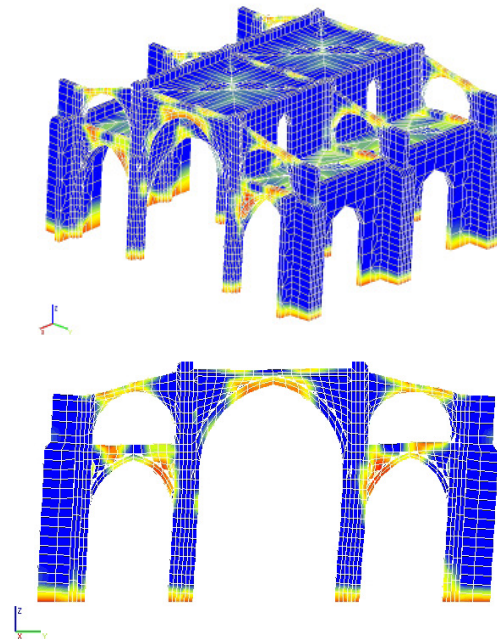
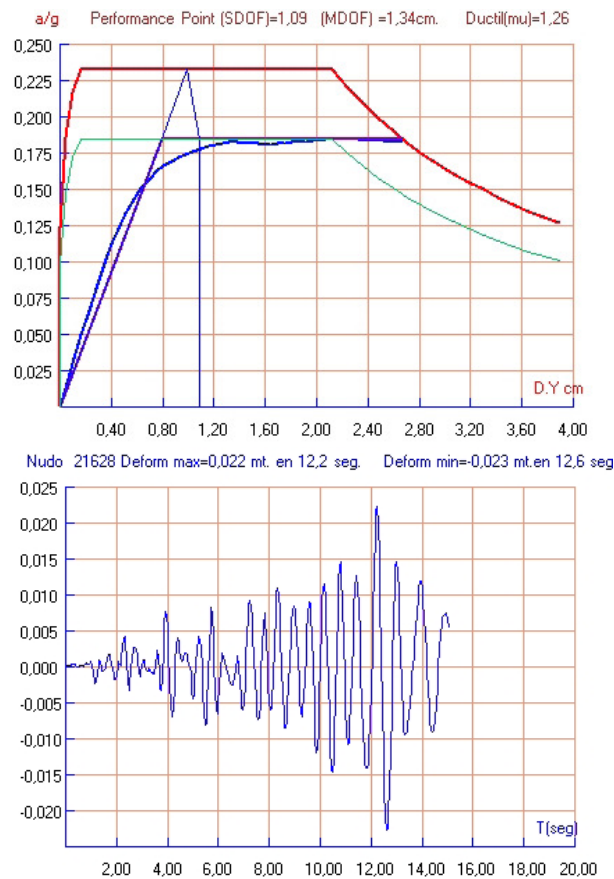
Índice de daño $0 < d < 1$



Índice de daño correspondiente al segundo 12,2 para desplazamiento máximo, se concentra el daño en el intradós de los arcos de las naves, comparando los resultados obtenidos en el modelo con un alzado de la nave lateral actual podemos observar como efectivamente se centran las deformaciones en estos puntos.

Dicha comparación entre modelo y realidad será más interesante cuando se analice el modelo de cálculo del estado primitivo del templo sin introducir la losa de hormigón.





7.24

Análisis pushover considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años, el punto de desempeño alcanza un valor de 1,34 cm, para múltiples grados de libertad. Por medio del análisis dinámico obtenemos una deformación máxima de 2,3 cm en el segundo 12,6.

El punto de desempeño indica un nivel de daño medio severo (Sd3), según la tabla 2 de clasificación de los umbrales de daño.

Índice de daño correspondiente al segundo 12,6.

Se observa como las zonas anteriormente destacadas como zonas dañadas adquieren mayor superficie, en el intradós de arcos y expandiéndose hacia diafragmas y arbotantes.

Como resumen del análisis realizado a partir del Modelo 1 de cálculo en el que se considera la losa de hormigón y la estructura muraria completa (diafragmas y arbotantes), podemos concluir que al tratarse de una estructura de gran rigidez los periodos de oscilación obtenidos son bajos con lo que se sitúan en el espectro de demanda donde las aceleraciones son más elevadas, consecuencia extrapolable al resto de simulaciones.

El índice de daño para cargas gravitatorias se concentran en el intradós de las claves de los arcos, las tensiones máximas (S_z) se producen en la base de los pilares centrales alcanzando valores máximos de 3 N/mm^2 muy por debajo de la resistencia a compresión considerada en el cálculo del orden de 12 N/mm^2 .

Por medio del análisis Pushover hemos podido definir el nivel de daño sufrido para un terremoto con un periodo de retorno de 475 años en sentido transversal a la catedral, obteniendo valores máximos de desplazamiento del orden de $0,79 \text{ cm}$ prácticamente en el cambio de la fase elástica a la inelástica, lo que indica que no se espera en la estructura daños y si se producen serían de carácter leve, comparando estos resultados con los obtenidos a partir del análisis en el tiempo se obtienen valores inferiores de $0,6 \text{ cm}$, los daños leves se concentran en el intradós de los arcos y en los contrafuertes al entrar en carga el daño se concentra en su trasdós justo donde se produce una disminución de su sección, concluyendo que la capacidad sísmica de la estructura transversal es suficiente como para soportar el terremoto con un tiempo de retorno de 475 años.

Considerando un terremoto con tiempo de retorno de 950 años el análisis pushover indica que el punto de desempeño se sitúa más próximo al punto de rotura sin llegar al colapso.

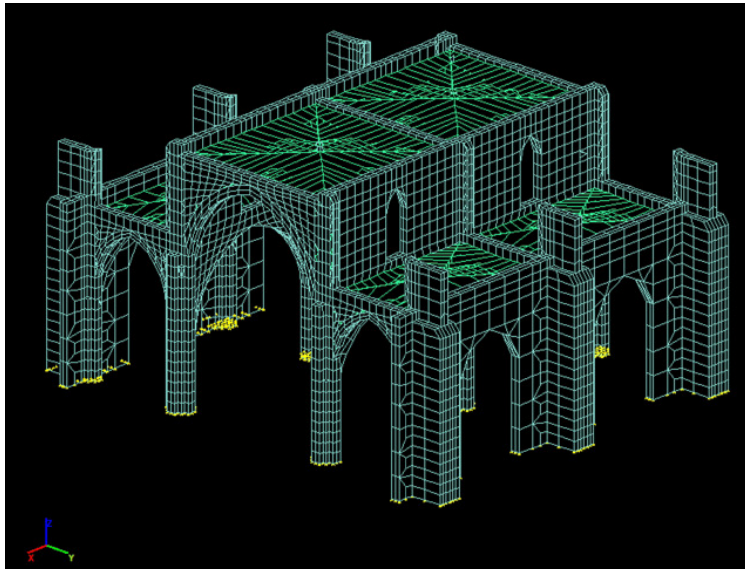
Por medio del análisis dinámico obtenemos una deformación máxima de $2,3 \text{ cm}$ en el segundo 12,6.

El índice de daño para el segundo 12,3, indica como las zonas señaladas anteriormente para un terremoto de 475 años adquieren mayor superficie, señalando intradós de arcos y extendiéndose en los diafragmas y arbotantes.

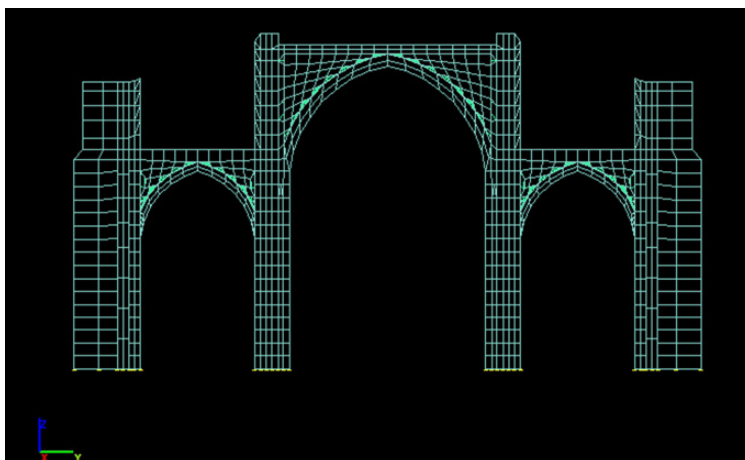
6.3.2

Modelo 2_ Losa, sin Arbotantes
y con Diafragmas.

Nodos_ 22227
Sólidos_ 15616
Tetraedros 4480
Hexaedros 11136
Láminas_ 4352
Nº de ecuaciones_ 77367



7.25
Vista conjunto modelo 2

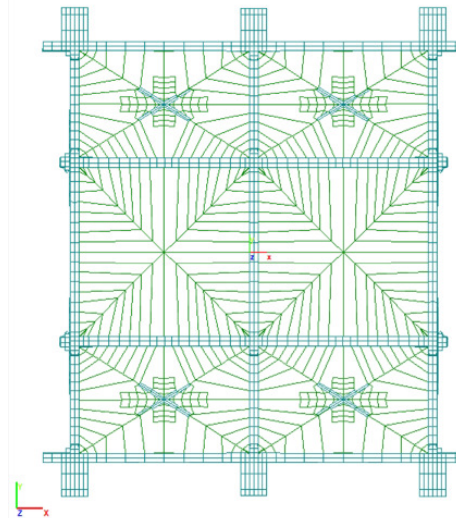


7.26
Alzado modelo 2

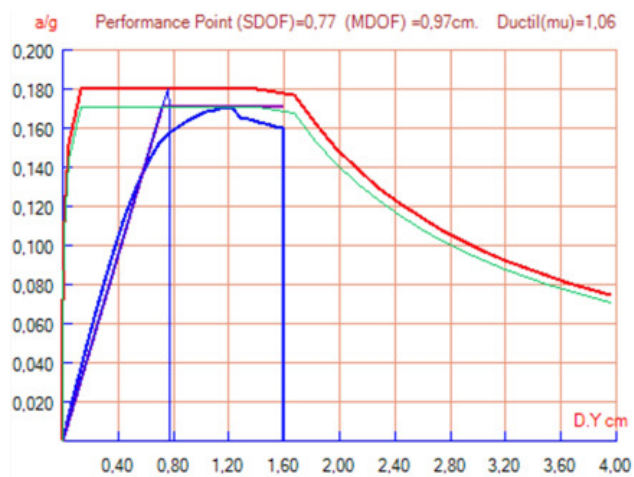
7.27

Vista en planta del modelo de cálculo sobre el que seleccionamos un punto situado en el tramo central.

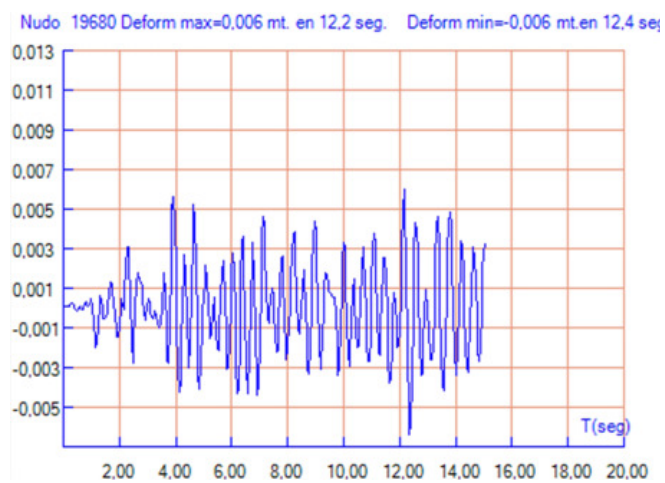
Nudo de control 19680

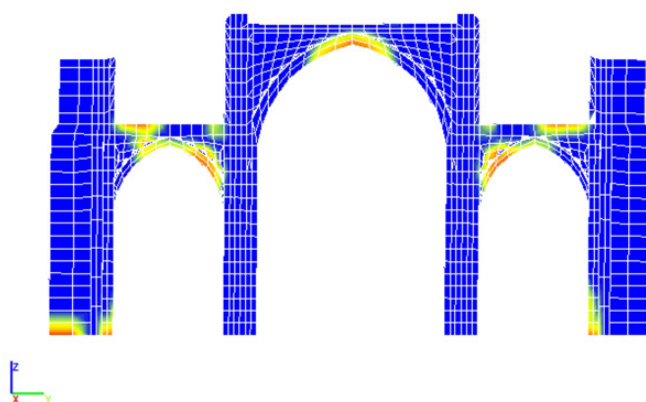
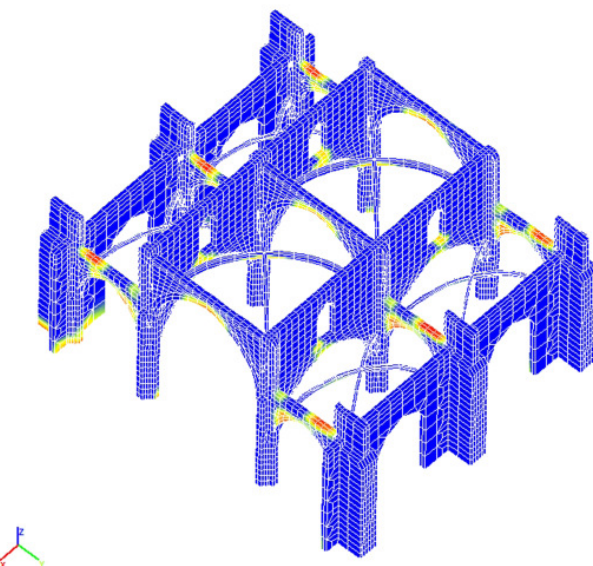
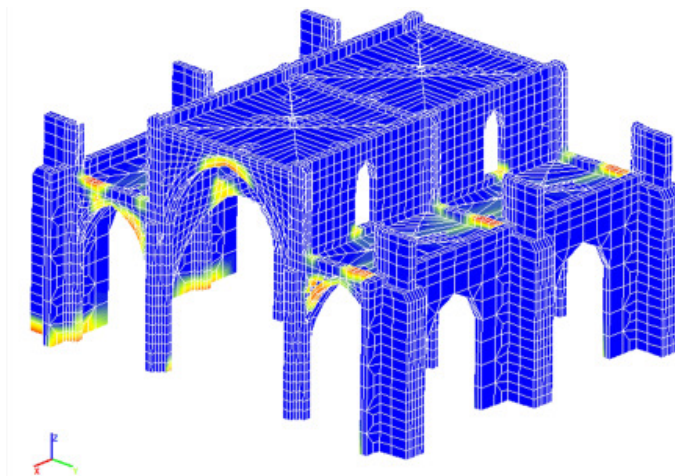


Por medio de un análisis estático no lineal (pushover), la máxima deformación obtenida en dirección Y es de 0,77 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de un grado de libertad, el performance point se sitúa en el primer tramo de la fase inelástica, se producen daños leves.



Deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico), considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años, para el mismo nudo anterior 19680, obteniendo un desplazamiento máximo de 0,6 cm en el segundo 12,2.



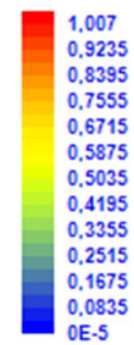


7.28

El índice de daño correspondiente al segundo 12,2 para desplazamiento máximo, se concentra el daño en el intradós de los arcos y trasdós de los arcos de las naves laterales.

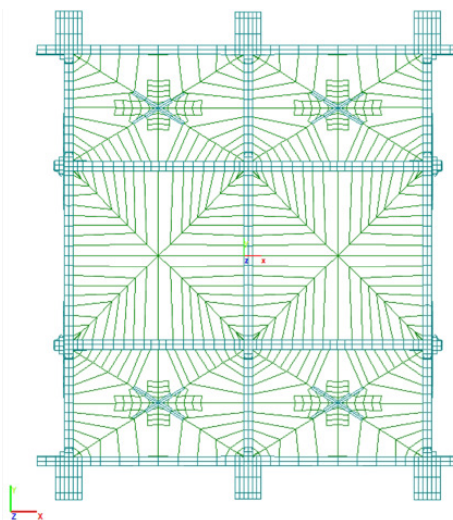
Se alcanza la fisuración en las zonas indicadas sin llegar al colapso global, la superficie de fisuración aumenta por la ausencia de los arbotantes.

Índice de daño $0 < d < 1$



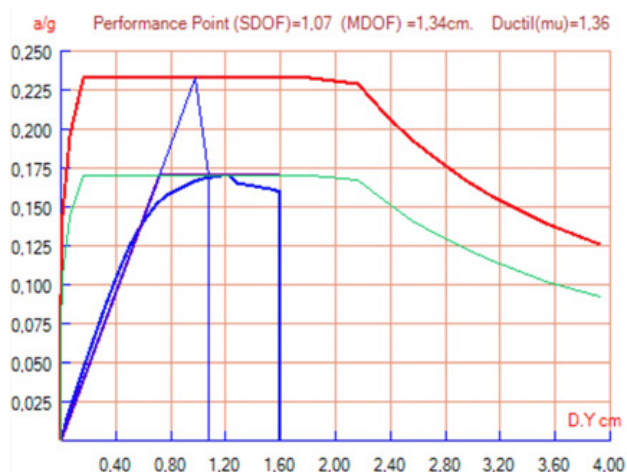
7.29_

Vista en planta del modelo de cálculo
Nudo 19680

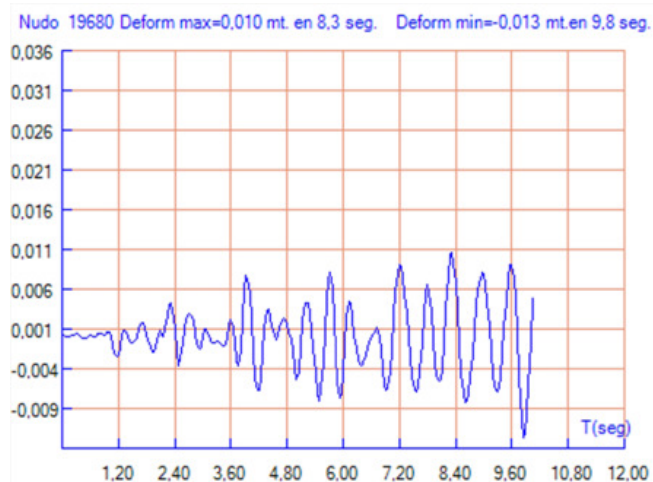


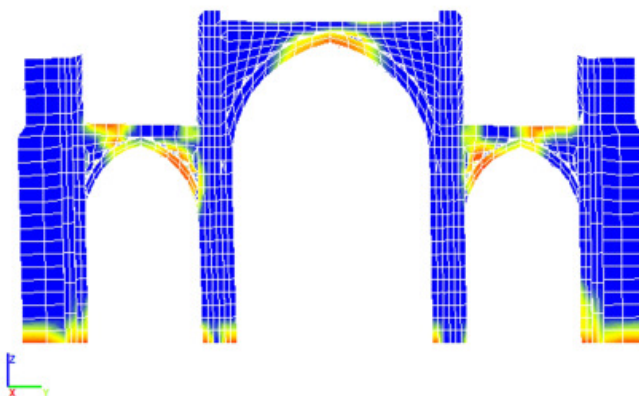
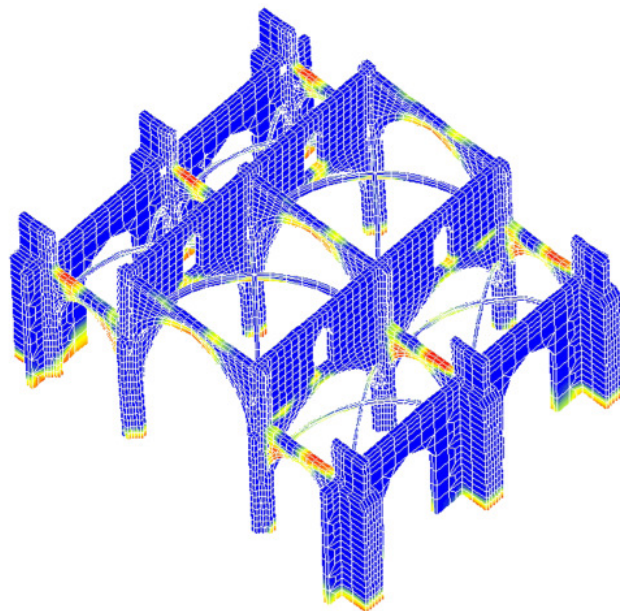
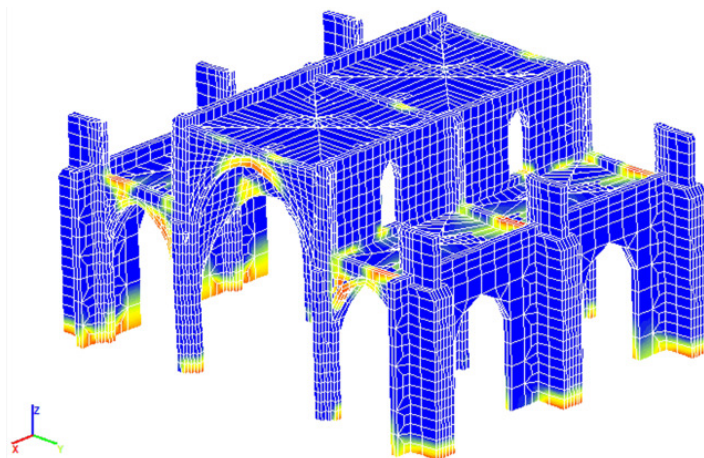
Análisis estático no lineal (pushover), considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años, efectivamente el espectro de demanda es mayor que para el sismo anterior.

La máxima deformación obtenida en dirección Y es de 1,34 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de múltiples grados de libertad, produciéndose daños graves cercanos al punto de rotura. En el análisis se produce el colapso.



Deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico) obtenida para el mismo nudo anterior 19680, obteniendo un desplazamiento máximo de 1,3 cm en el segundo 9,8.



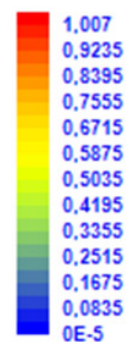


7.30

Índice de daño correspondiente al segundo 9,8 para desplazamiento máximo, se observa como se concentra el daño en el intradós de los arcos

Se produce daños graves en las zonas indicadas sin llegar al colapso global, lógicamente la superficie de fisuración aumenta con respecto al sismo anterior.

Índice de daño $0 < d < 1$



Conclusiones Modelo 2_

Los resultados obtenidos para el Modelo 2 de cálculo en que se considera la losa de hormigón pero se eliminan los arbotantes, en este caso los esfuerzos transversales son absorbidos por los diafragmas.

Con el análisis pushover realizado se obtiene una deformación máxima según la dirección transversal a la catedral de 0,77 cm para un sistema equivalente de un grado de libertad los daños presentados serían entre moderados y graves; La deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico), considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años es de un desplazamiento máximo de 0,6 cm para el segundo 12,2, el índice de daño correspondiente a este segundo concentra el daño en el intradós de los arcos y trasdós de los arcos de las naves laterales al eliminar los arbotantes el daño en esta zona aumenta, siendo los daños de moderados a graves.

Considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años, efectivamente el espectro de demanda es mayor que para el sismo anterior, alcanza la fisuración en las zonas indicadas sin llegar al colapso global, resulta evidente que la superficie de fisuración aumenta por la ausencia de los arbotantes. La máxima deformación obtenida en dirección Y es de 1,34 cm produciéndose daños graves y el colapso.

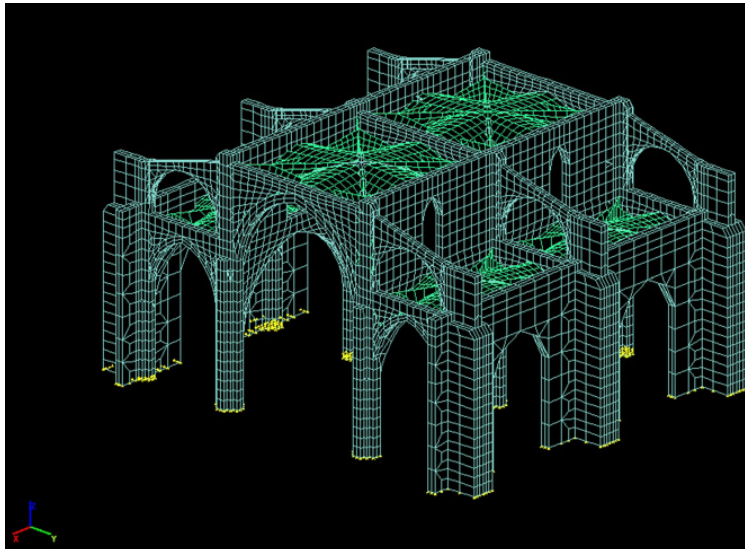
Deformación Y máxima no lineal en el tiempo obtenida por medio del análisis dinámico para el nudo de control de valor 1,3 cm en el segundo 9,8, el índice de daño correspondiente a este segundo reproduce daños de nuevo en intradós de los arcos

Se produce fisuración en las zonas indicadas sin llegar al colapso global, la superficie dañada aumenta con respecto al sismo anterior.

6.3.3

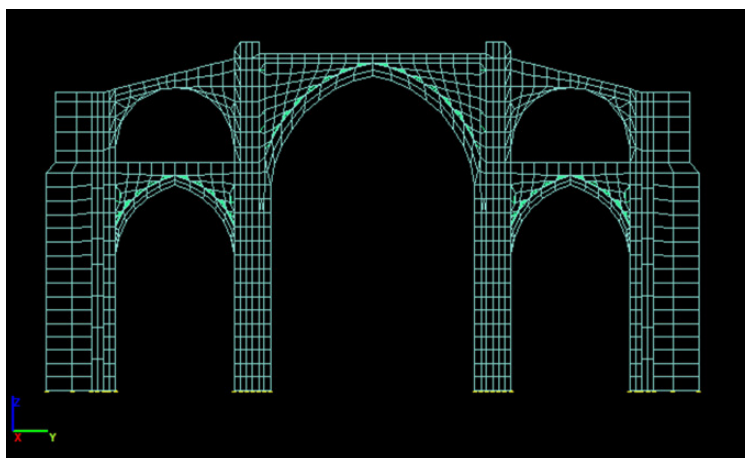
Modelo 3_ Sin Losa, con Arbotantes y con Diafragmas

Nodos_ 22983
Sólidos_ 16516
Tetraedros 5020
Hexaedros 11496
Láminas_ 3992
Nº de ecuaciones_ 78663



_7.31

Vista conjunto modelo 3



_7.32

Alzado modelo 3

Características dinámicas

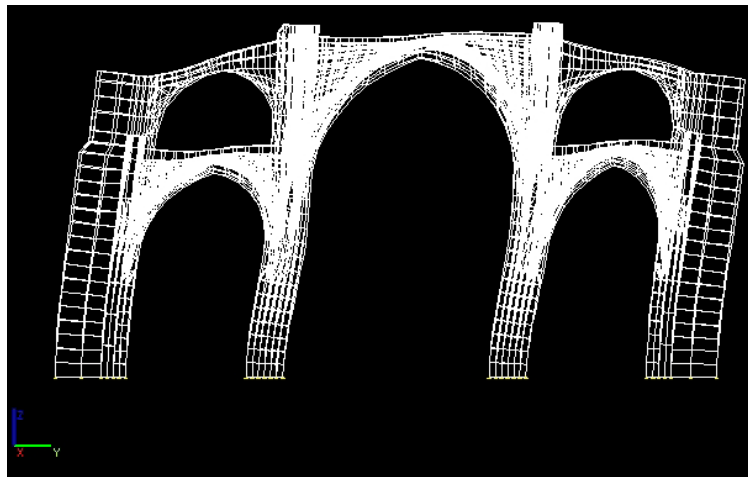
Se han cosiderado un total de
16 modos de vibración

7.33_ Modo 1

Frecuencia angular=
19.6294043755201

Frecuencia (cps)= 3.124117

Periodo (seg)=0.320090

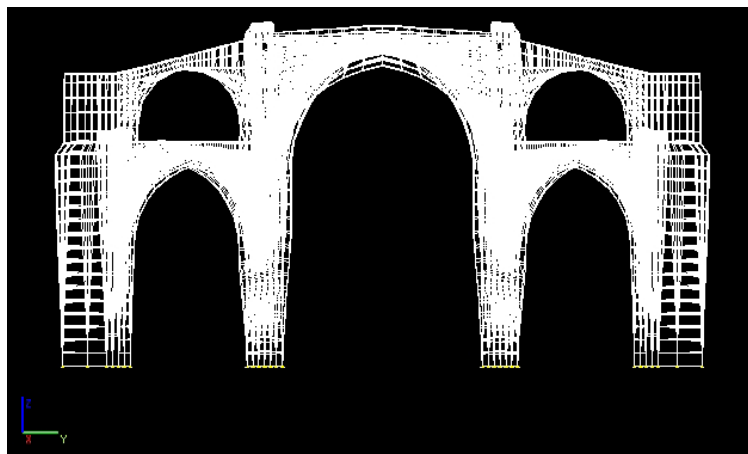


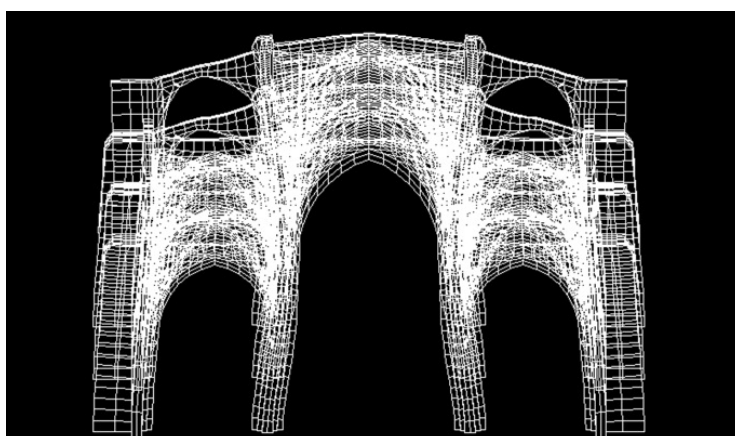
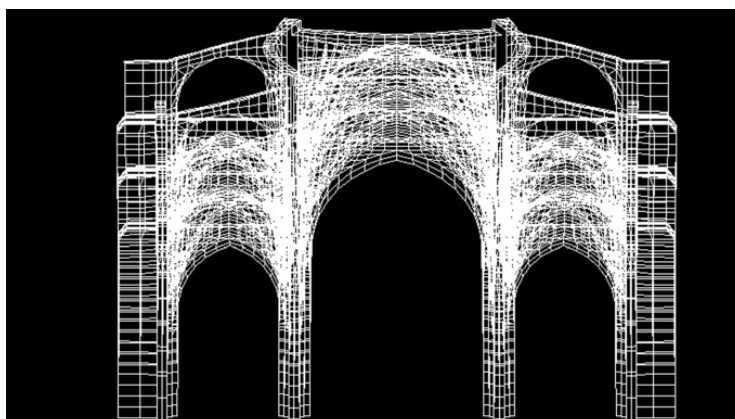
7.34_ Modo 2

Frecuencia angular =
23.626511341282

Frecuencia (cps)= 3.760276

Periodo (seg)= 0.2659379





7.35

Modo de vibración 4 del modelo sin losa comparado con el modelo con losa, como se puede observar al no considerar la losa en el cálculo los muros laterales se abren, se pierde el concepto de caja como demuestra las deformaciones de la imagen inferior.

Modo	Periodo (seg)	Mex (%)	Mey (%)	Mez (%)	Mtx (%)	Mty (%)	Mtz (%)
1	0.320090	0,00	77,08	0,00	0,00	77,08	0,00
2	0.265937	58,30	0,00	0,00	58,30	77,09	0,00
3	0.232185	0,00	0,00	0,00	67,77	81,31	0,00
4	0.219430	0,03	0,00	0,00	58,34	77,09	0,00
5	0.184119	0,00	0,00	0,39	58,34	77,09	0,39
6	0.173880	0,00	0,00	0,00	58,34	77,09	0,39
7	0.152558	0,00	0,00	1,19	58,34	77,09	1,59
8	0.142196	0,00	0,00	0,00	58,34	77,09	1,59
9	0.140255	8,65	0,02	0,00	66,98	77,11	1,59
10	0.139729	0,19	1,10	0,00	67,17	78,21	1,59
11	0.135110	0,00	2,15	0,00	67,17	80,36	1,59
12	0.126513	2,91	0,00	0,00	70,09	80,36	1,59
13	0.118591	0,00	0,00	0,28	70,09	80,36	1,87
14	0.117136	0,00	0,00	0,00	70,09	80,36	1,87
15	0.114379	0,00	0,00	0,98	70,09	80,36	2,84

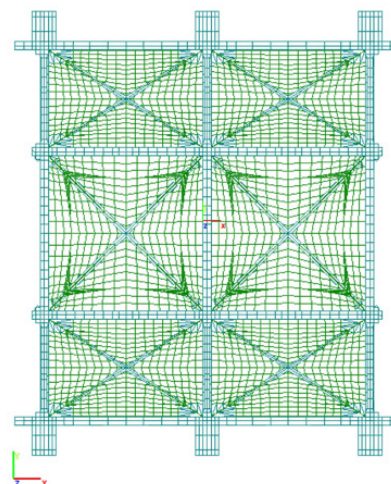
T. 20

Tabla resumen modos de vibración, masas efectivas movilizadas por cada modo y valores totales acumulados para el modelo 3.

7.36_

Vista en planta del modelo de cálculo.

Nudo 20311

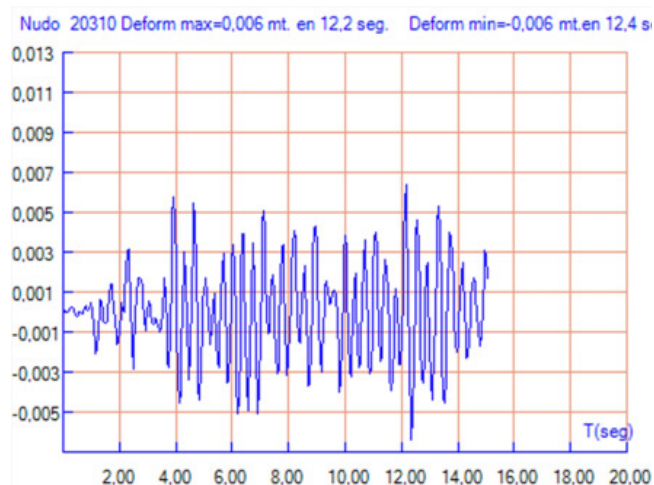
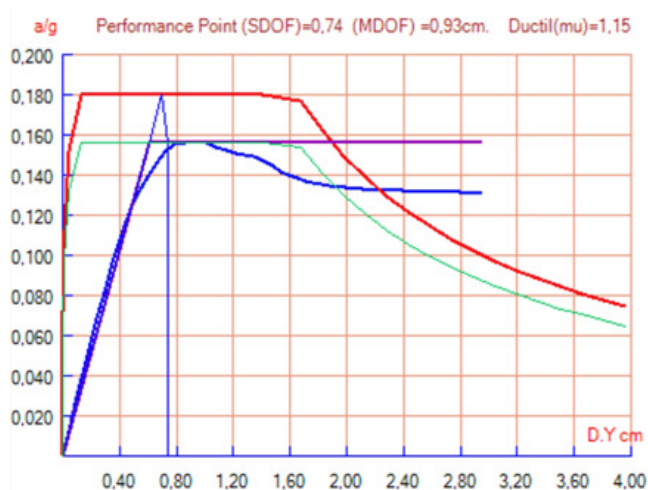


Análisis estático no lineal, considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años.

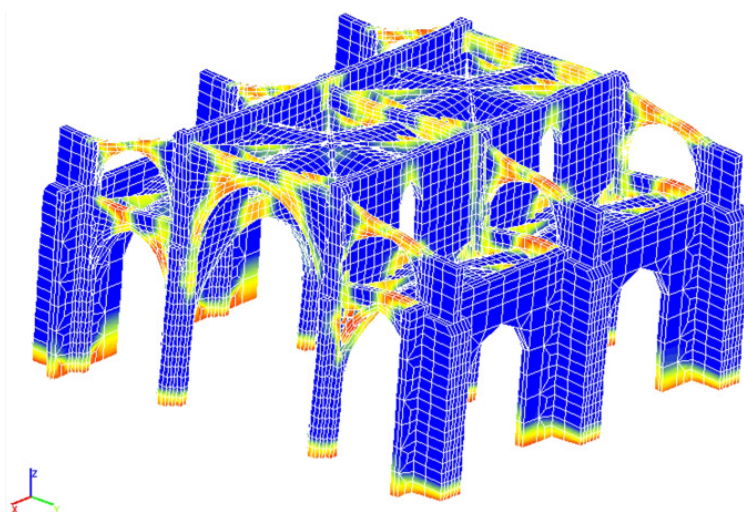
La máxima deformación obtenida en dirección Y es de 0,93 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de múltiples grados de libertad.

El punto de desempeño indica un nivel de daño medio severo (Sd3), según la tabla 2 de clasificación de los umbrales de daño.

Al eliminar la losa del modelo desciende el punto de rotura, la estructura es más vulnerable frente al terremoto. Los daños se sitúan entre daños moderados y daños graves.

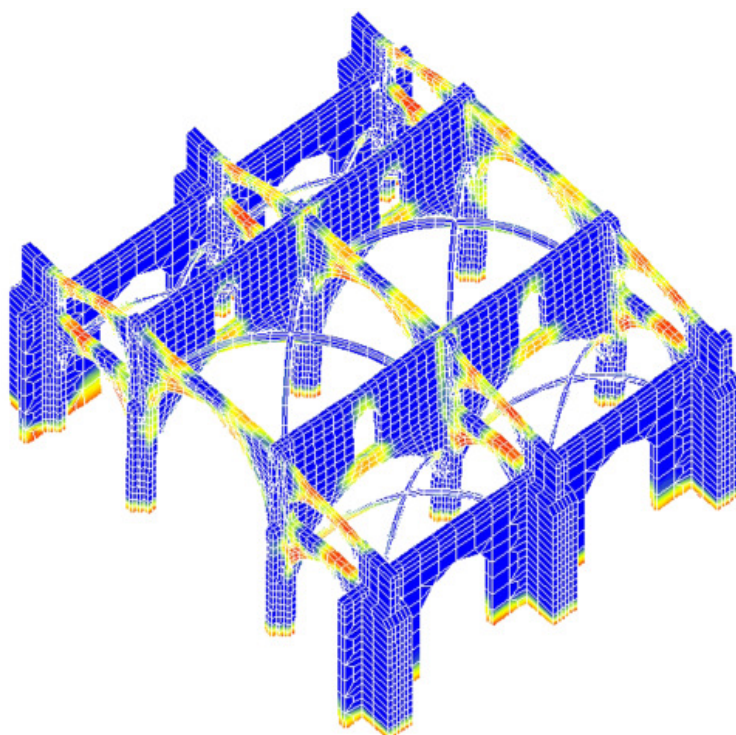


Deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico) obtenida para el mismo nudo anterior 20311, obteniendo un desplazamiento máximo de 0,6 cm en el segundo 12,2.

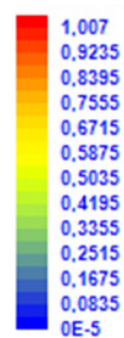


7.37

Índice de daño correspondiente al segundo 12,2, aparecen daños en arbotantes y en parte inferior de huecos de la nave principal, se produce fisuración en las zonas indicadas pero no se produce el colapso global.



Índice de daño $0 < d < 1$

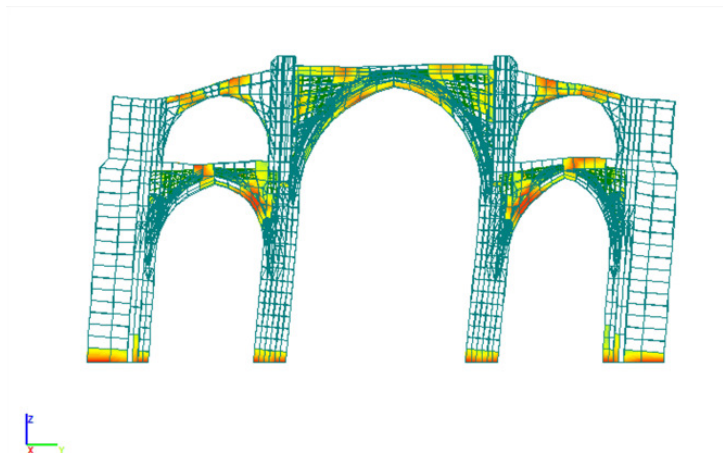


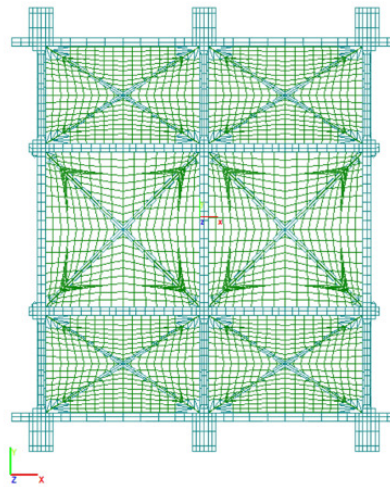
7.38_

El cálculo realizado justifica los daños históricos sufridos en arbotantes, el índice de daño correspondiente al segundo 12,2 en arbotantes y en parte inferior de huecos de la nave principal.

Se produce fisuración en las zonas indicadas pero no se produce el colapso global.

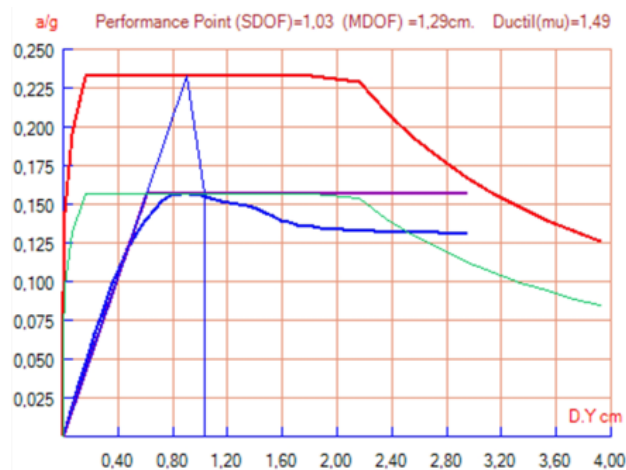
Como muestran las imágenes el daño en arbotantes se concentra en dichas zonas que han tenido que ser intervenidas, como demuestran los rejantes, interesante destacar la relación entre la deformación de los arcos representada en el modelo de daño y la real.



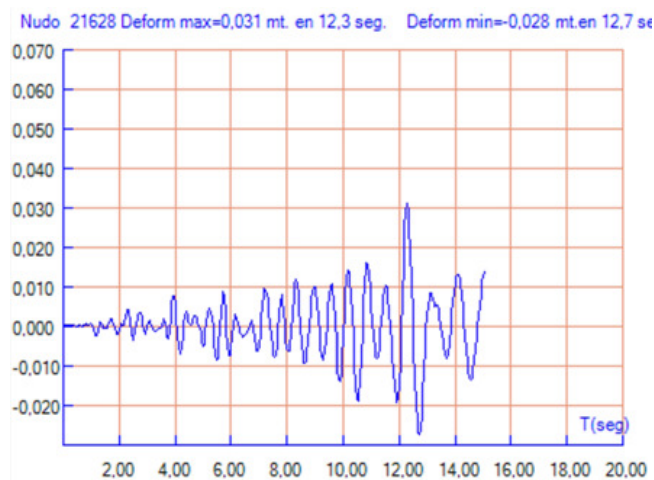


7.39

Vista en planta del modelo de cálculo
Nudo 20311



Análisis pushover, considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años, la máxima deformación obtenida en dirección Y es de 1,29 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de múltiples grados de libertad. El punto de desempeño indica un nivel de daño completo (Sd4), según la tabla 2 de clasificación de los umbrales de daño.

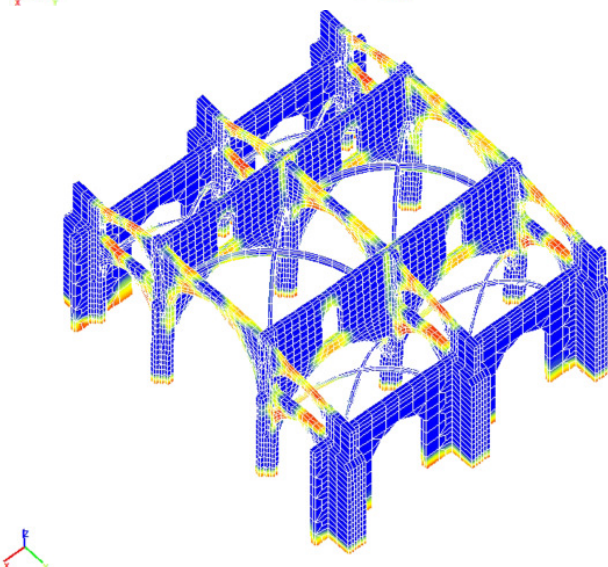
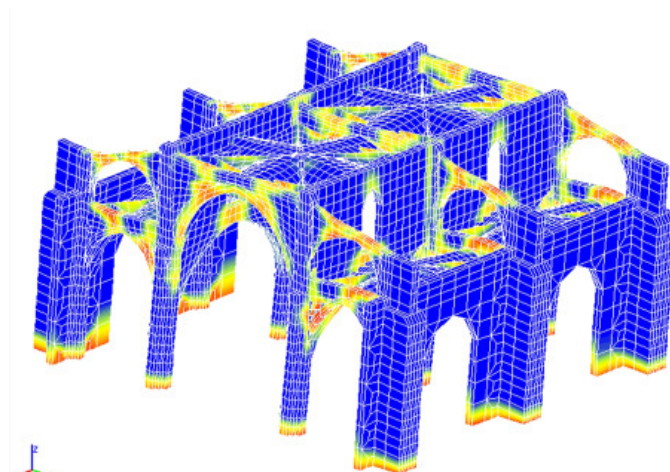


Deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico) obtenida para el mismo nudo anterior 20311, se obtiene un desplazamiento máximo de 3,1 cm en el segundo 12,3.

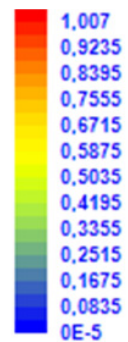
7.40_

Índice de daño correspondiente al segundo 12,3, se observa como el daño se extiende no sólo al intradós de los arcos sino que aparece daño en diafragmas, así como en la parte inferior de los huecos de los cerramientos laterales de la nave principal, en arbotantes reproduciendo los daños históricos.

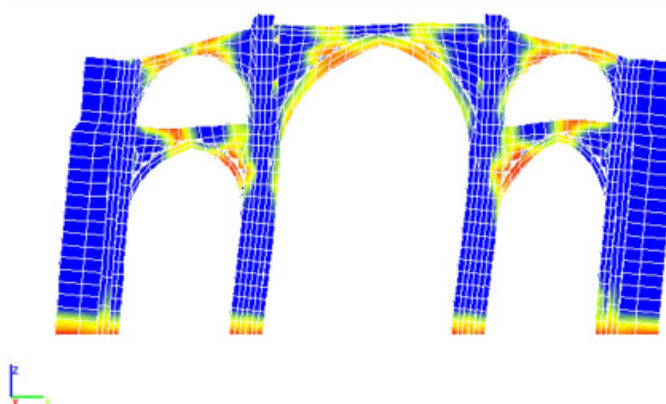
Se produce fisuración en las zonas indicadas sin llegar al colapso global.

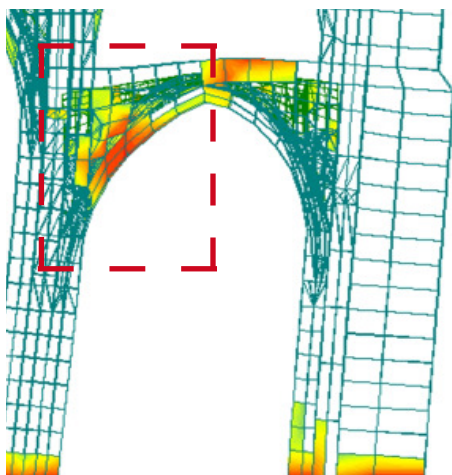


Índice de daño $0 < d < 1$



242

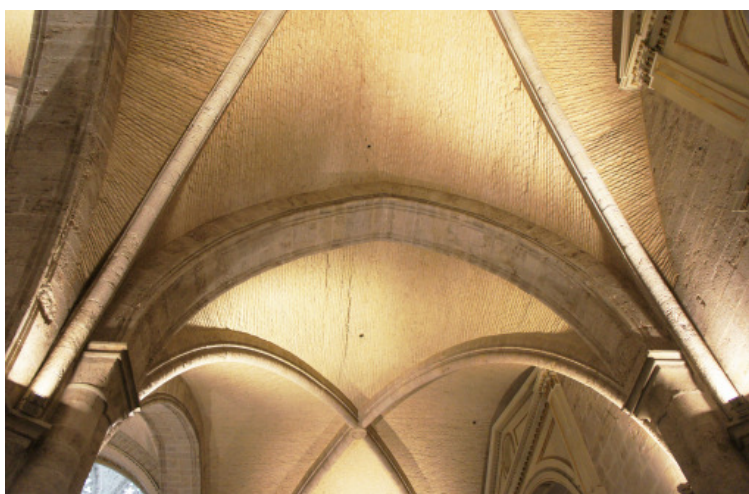
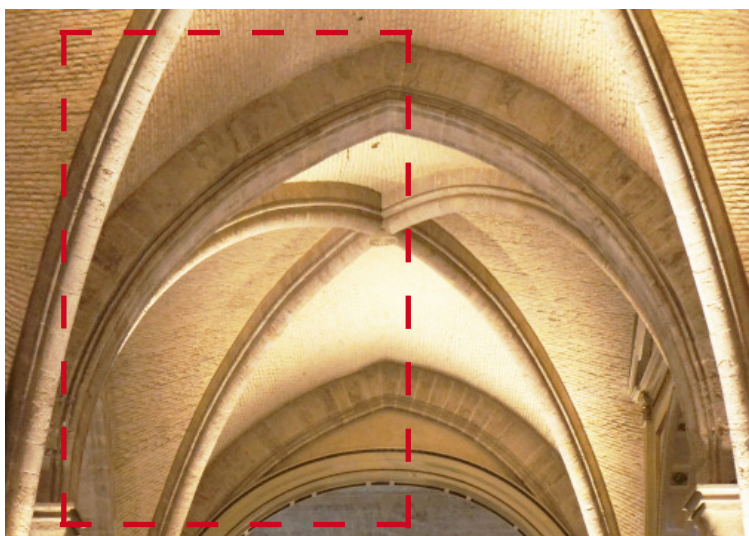




7.41

El cálculo realizado justifica los daños históricos sufridos en los arcos de las naves laterales, el índice de daño correspondiente al segundo 12,3 en el que se produce fisuración en las zonas indicadas pero no se produce el colapso global.

Como muestran las imágenes el daño se concentra en los arcos. Obsérvese la relación entre la deformación de los arcos representada en el modelo de daño y la deformación real para el análisis frente a un sismo.



Las deformaciones reales de la imagen plasman la deformación propia de un esfuerzo horizontal. Por tanto se descarta que se deban a cargas gravitatorias ya que la deformación sería otra. Evidentemente este esfuerzo horizontal no se debe al viento. En el arco que todavía conserva el forrado neoclásico, resulta más evidente esta deformación.

Modelo 3 en el que no se considera la losa sólo arbotantes y diafragmas, los resultados por medio del pushover y con un sismo con un tiempo de retorno de 475 años indican una deformación máxima en dirección Y de 0,74 cm en un sistema equivalente de un grado de libertad, el performance point se sitúa en la fase inelástica, con la eliminación de la losa la estructura es más vulnerable frente a un sismo de estas características, los daños pasan de moderados a graves.

Deformación horizontal máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico) indica un desplazamiento máximo de 0,6 cm en el segundo 12,2, el índice de daño correspondiente a este segundo señala daños en arbotantes y en parte inferior de huecos de la nave principal, se produce fisuración en las zonas indicadas pero no se produce el colapso global.

Considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años, la máxima deformación obtenida en dirección horizontal es de 0,99 cm, produciéndose daños graves en la estructura, llegando al colapso. La deformación Y máxima no lineal en el tiempo (análisis dinámico) obtenida para el nudo de control, indica un desplazamiento máximo de 3,1 cm siendo este el valor más elevado obtenido hasta el momento, hecho que destaca la rigidez y el arriostramiento que ha garantizado la consideración de la losa de hormigón en las simulaciones anteriores.

El índice de daño correspondiente con el segundo 12,3 refleja como el daño se extiende al intradós de los arcos, en diafragmas y arbotantes.

Resulta de gran interés en este modelo la comparación con los daños históricos sufridos puesto que el modelo coincide con la situación primitiva de la Catedral, al no presentar la losa de hormigón realizada en la intervención de 1976.

El cálculo realizado justifica los daños históricos y deformaciones apreciables en los arcos de las naves laterales y en arbotantes.

Como muestran las imágenes anteriores el daño en arbotantes se concentra en zonas que han sido motivo de actuación por la aparición de grietas como muestran los rejunte.

Es interesante destacar la relación entre la deformación representada en los arcos representada del modelo de daño y la deformación real.

6.3.4

Modelo 4_ Sin Losa, sin Arbotantes y con Diafragmas

Nodos_ 22227

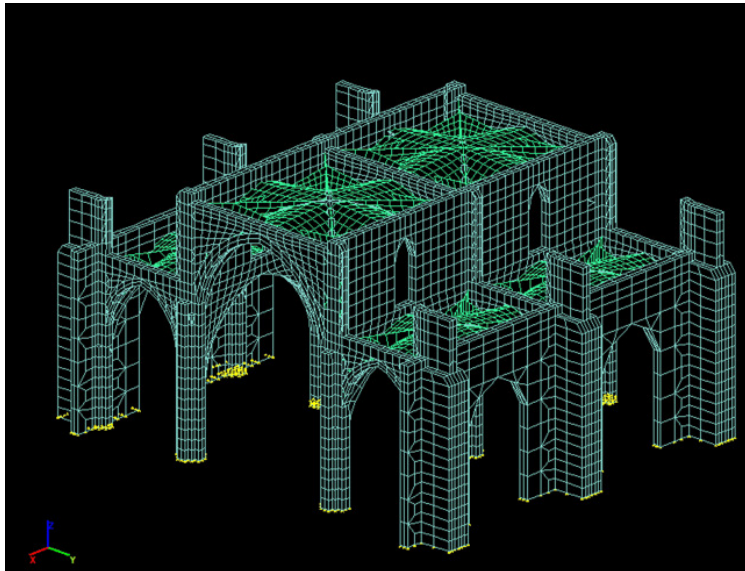
Sólidos_ 15616

Tetraedros 4480

Hexaedros 11136

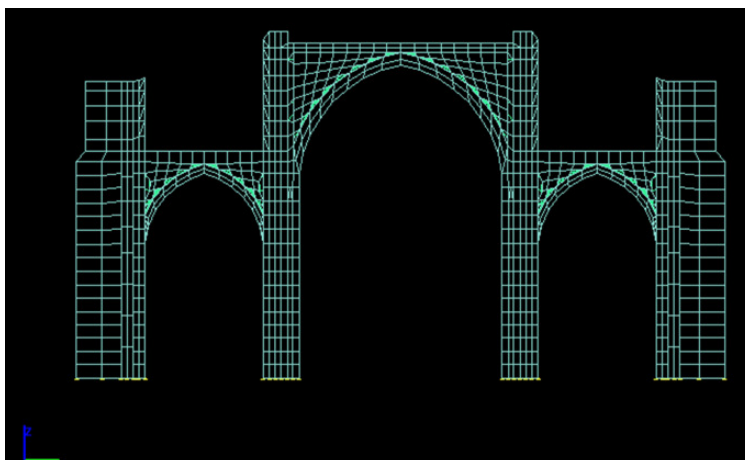
Láminas_ 3992

Nº de ecuaciones_ 76395



_7.42

Vista conjunto modelo 4



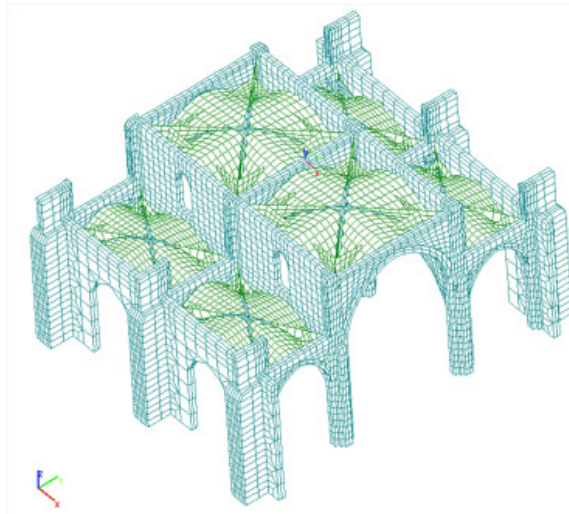
_7.43

Alzado modelo 4

7.44_

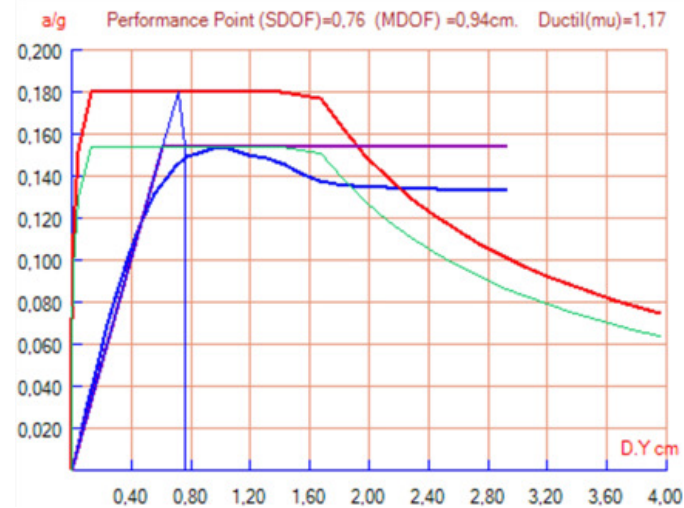
Vista del modelo de cálculo con la selección del punto 20890 situado en el tramo central.

Nudo 20890

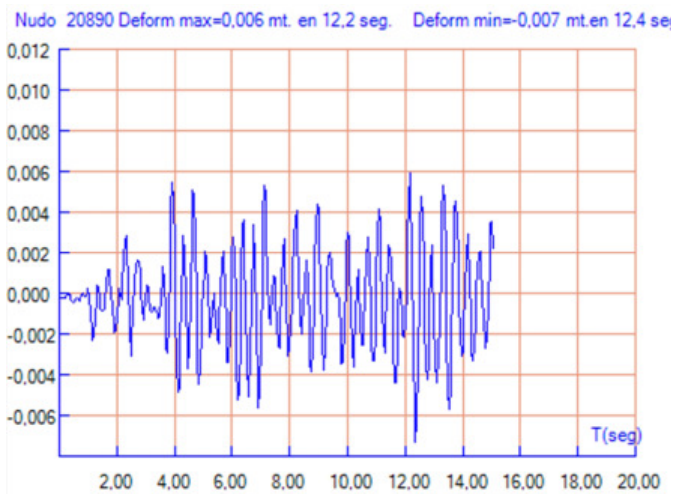


En la gráfica de resultados de Push-over obtenemos que la máxima deformación en dirección Y es de 0,76 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de un grado de libertad.

El punto de desempeño indica un nivel de daño medio severo (Sd3), según la tabla 2 de clasificación de los umbrales de daño.



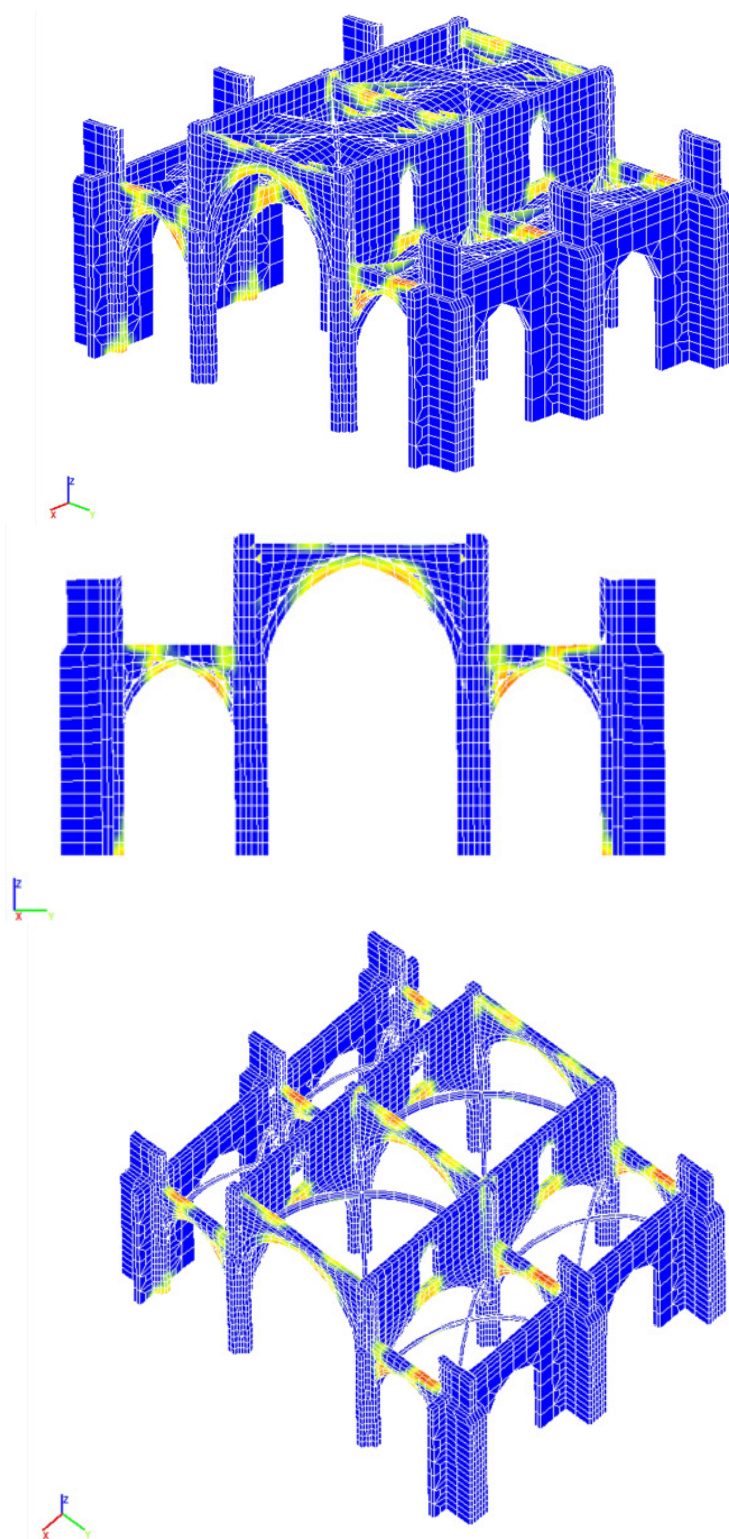
Deformación Y máxima en el análisis dinámico considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años, para nudo 20890, es de 0,7 cm en el segundo 12,4.



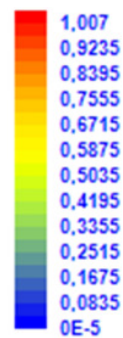
_7.45

Índice de daño en el segundo 12,4 para desplazamiento máximo,

Con la ausencia de los arbotantes los daños empiezan a ser importantes en intradós de arco y se extienden hacia los diafragmas, así como en huecos de los cerramientos laterales de la nave principal, se produce fisuración en las zonas indicadas sin llegar al colapso global.

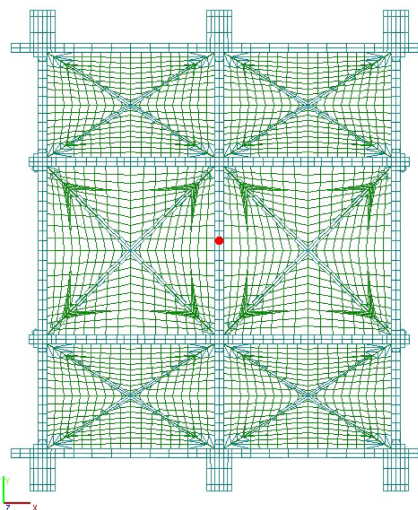


Índice de daño $0 < d < 1$

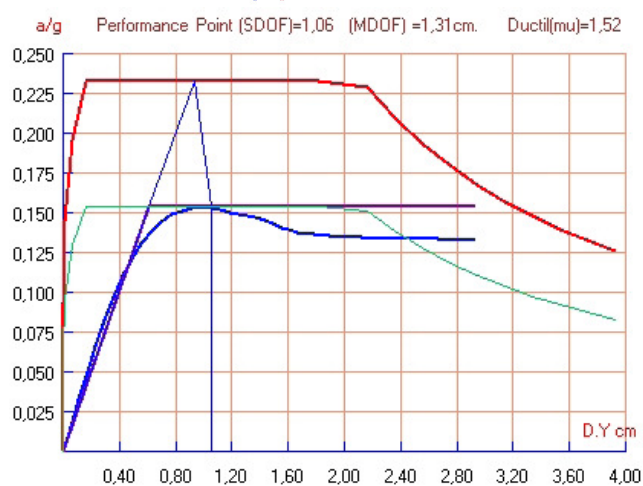


7.46

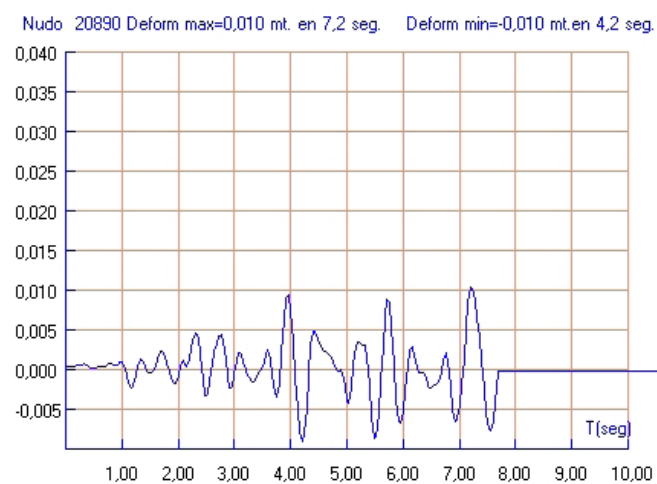
Vista en planta del modelo de cálculo
Nudo 20890

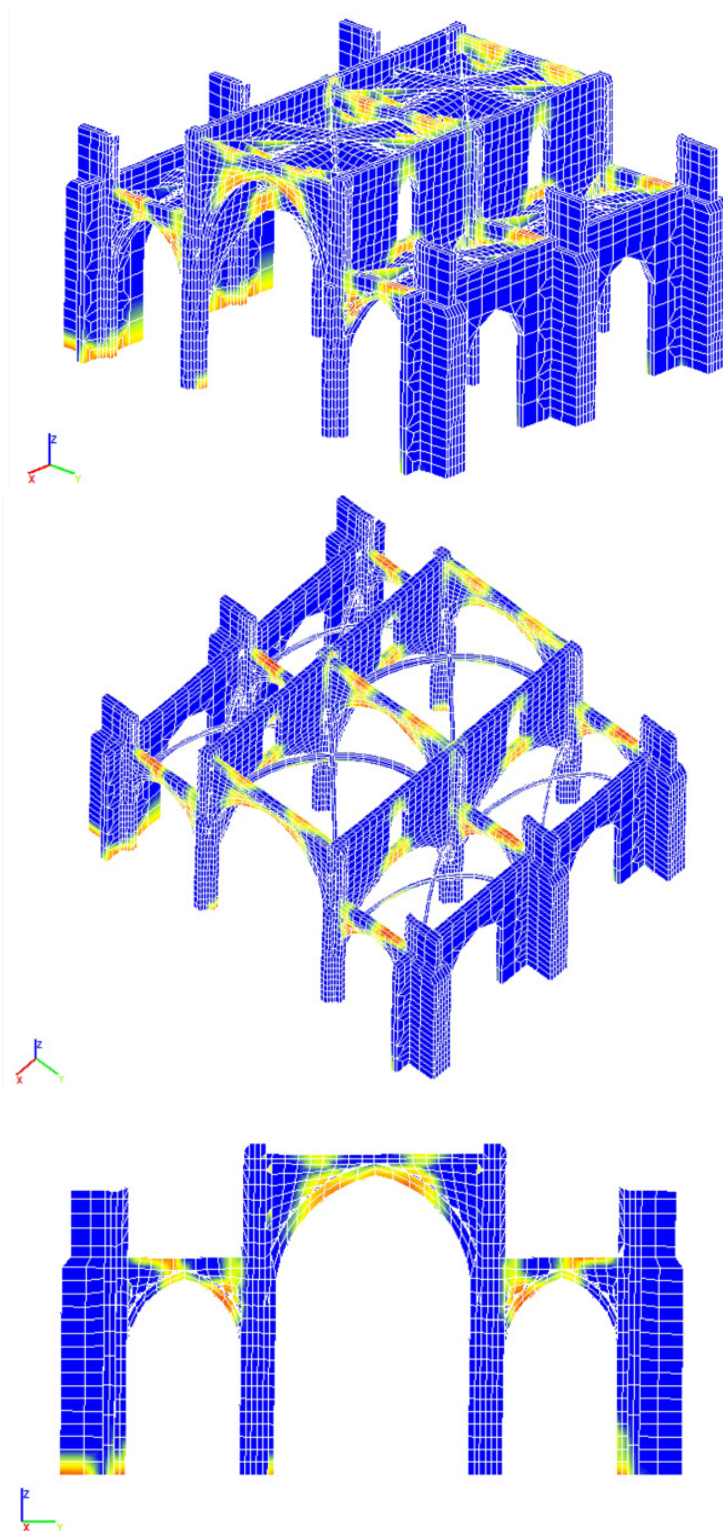


Considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años, la máxima deformación obtenida en dirección Y es de 1,31 cm. El punto de desempeño indica un nivel de daño completo (Sd4), según la tabla 2 de clasificación de los umbrales de daño. Por tanto se produce el colapso.



Deformación Y máxima en análisis dinámico es de 1 cm para el segundo 7,2. Se produce el colapso.



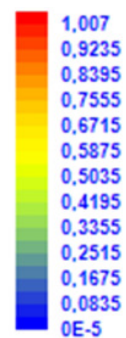


7.47

Índice de daño en el segundo 7,2 para desplazamiento máximo,

Como hemos indicado antes para un sismo con tiempo de retorno de 950 años los daños se concentran en diafragmas se extienden en el intradós de arco y en diafragmas, así como en huecos de los cerramientos laterales de la nave principal, se produce daños graves en las zonas indicadas llegando al colapso global.

Índice de daño $0 < d < 1$



Modelo 4 de cálculo, no se considera la losa de hormigón y se eliminan los arbotantes, por lo que los esfuerzos transversales son absorbidos por los diafragmas.

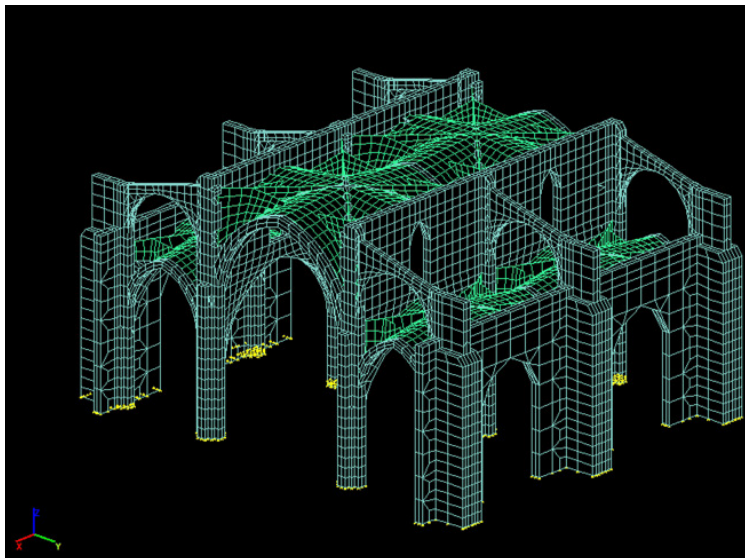
La máxima deformación obtenida en la gráfica de los resultados de Push-over en dirección Y es de 0,76 cm correspondiente con el Performance point en un sistema equivalente de un grado de libertad, situado en el tramo inelástico, de daños graves a moderados. La deformación Y máxima en el análisis dinámico considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años, para el nudo de control es de 0,7 cm en el segundo 12,4, de nuevo al no considerar la losa de hormigón unido a no considerar los arbotantes se alcanzan valores altos, el índice de daño obtenido para este segundo supone la aparición de daños que empiezan a ser severos en diafragmas, se extienden desde el intradós del arco hacia la parte superior de los diafragmas alcanzando gran parte de su superficie, aparecen zonas con daño en la parte superior e inferior de los huecos de los cerramientos de la nave central como consecuencia de nuevo a la falta de rigidez que la losa proporcionaba al conjunto y como consecuencia la independencia de movimientos generando la separación de estos muros y provocando fisuras en los puntos más débiles de su paramento.

Por el método de pushover para un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años se producen daños graves llegando al colapso. El índice de daño muestra que los daños se concentran en diafragmas y se extienden en el intradós de arco y en diafragmas, así como en huecos de los cerramientos laterales de la nave principal, se produce daños graves en las zonas indicadas alcanzando el colapso global.

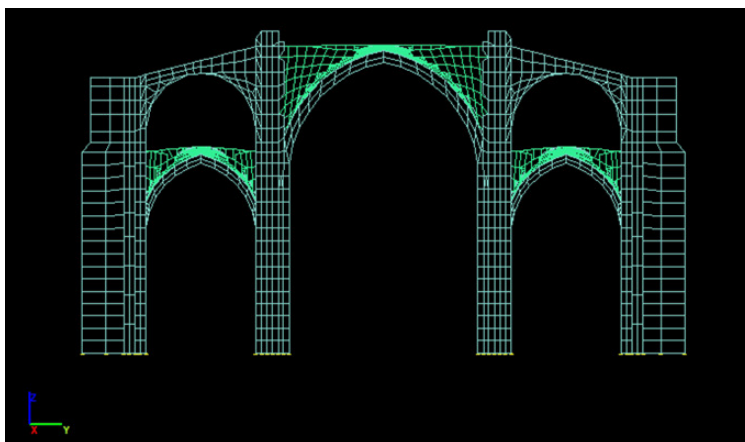
6.3.5

Modelo 5_ Sin Losa, con Arbotantes y sin Diafragmas

Nodos_ 21615
Sólidos_ 14800
Tetraedros 4192
Hexaedros 10608
Láminas_ 3992
Nº de ecuaciones_ 74559



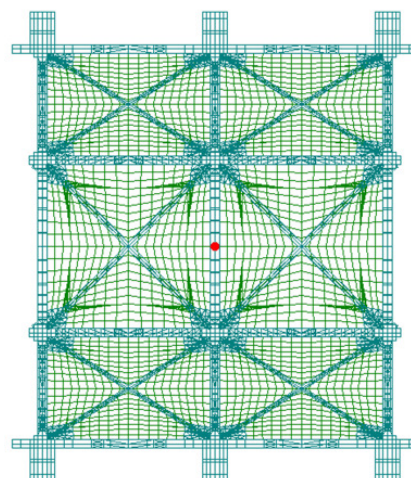
_7.48
Vista conjunto modelo 5



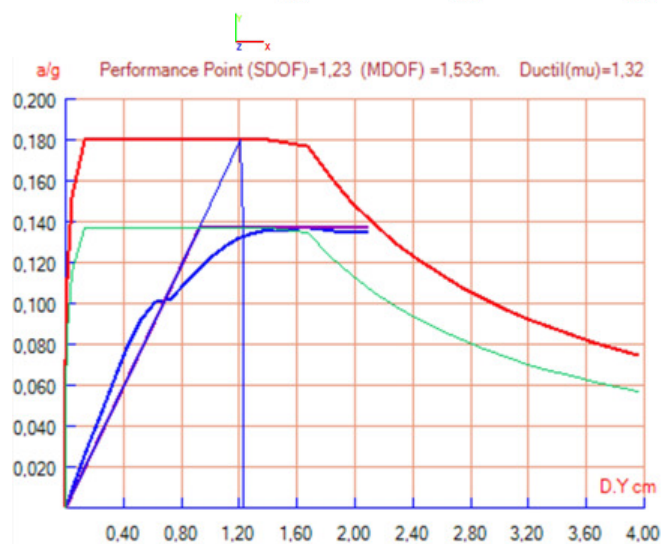
_7.49
Alzado modelo 5

7.50_

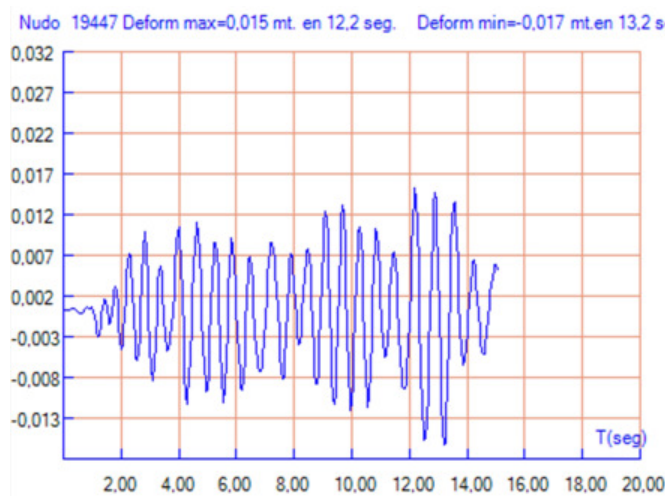
Vista del modelo de cálculo con la selección del punto 19447.

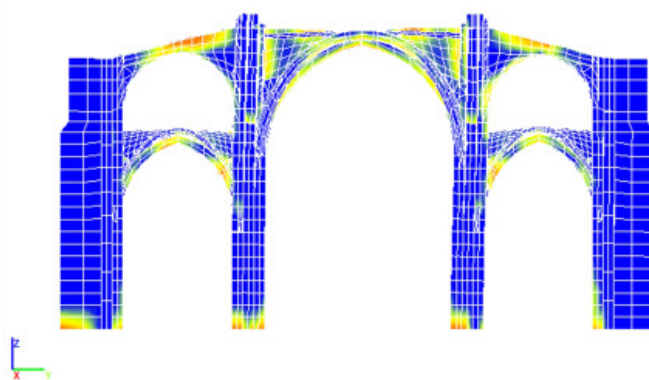
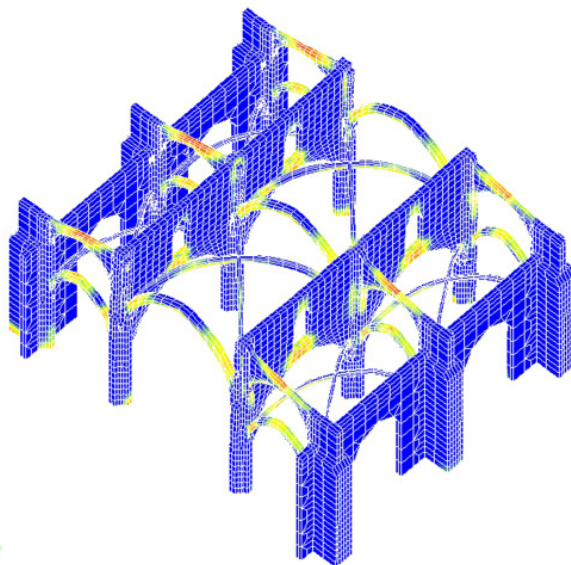
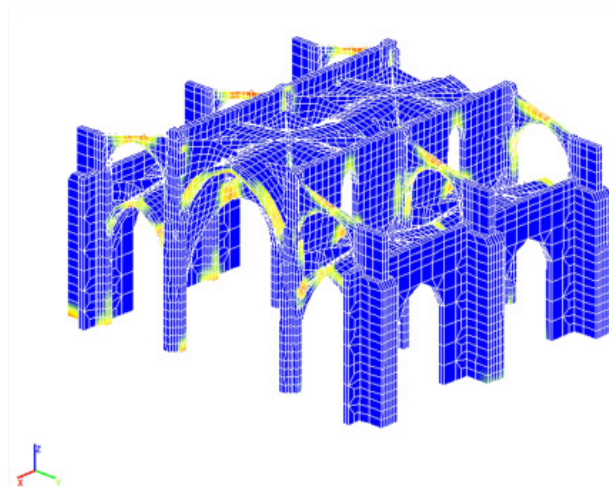


En la gráfica de los resultados de Push-over obtenemos la máxima deformación en dirección Y de valor 1,53 cm correspondiente con el Performance point en MDOF.



Deformación máxima según eje Y en análisis dinámico considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años es de 1,70 cm en el segundo 13,2.

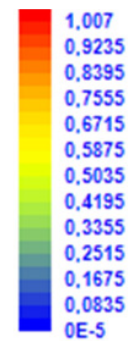




_7.51

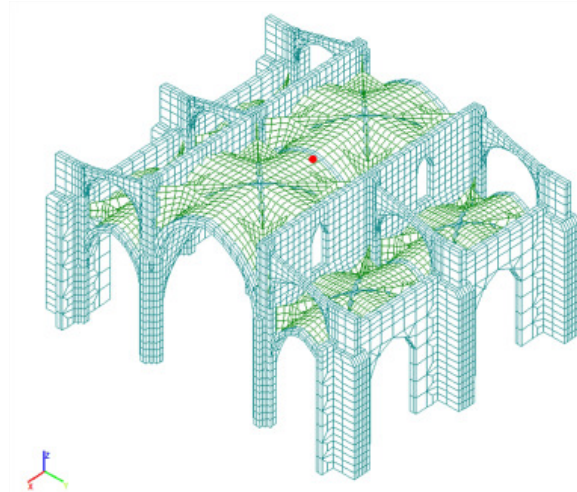
Índice de daño correspondiente al segundo 13,2, el daño se concentra en arcos fajones y en huecos, la situación más relevante, como indican las imágenes, es el colapso de los arbotantes, precisamente por la zona donde la sección del arco se reduce, siendo por tanto el punto más vulnerable frente a la rotura.

Índice de daño $0 < d < 1$



7.52_

Vista del modelo de cálculo con la selección del punto de control 19447.



El análisis Push-over nos marca el punto de desempeño en dirección Y con un valor de 2,00 cm.

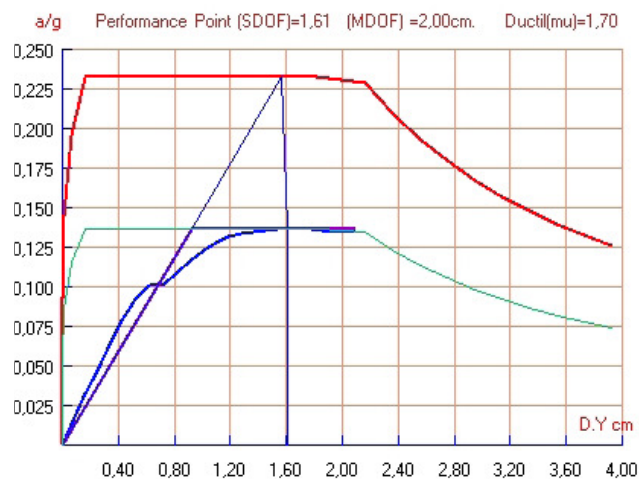
El valor más alto obtenido en todas las simulaciones realizadas.

Al no presentar los diafragmas y la losa se pierde el concepto de caja, lo que indica que la capacidad sísmica de la estructura transversal comienza a ser insuficiente. El daño se clasifica en este caso como grave, produciéndose el colapso.

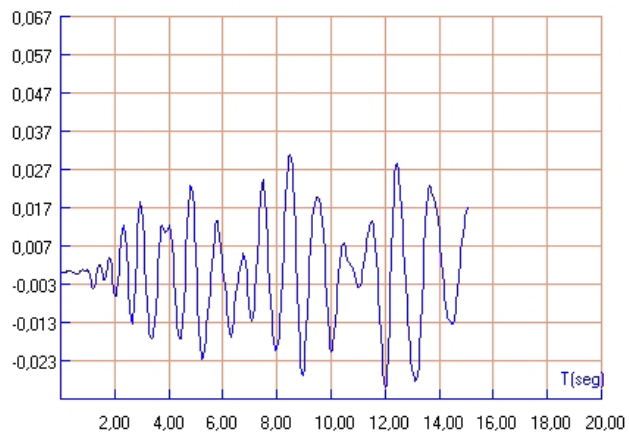
El punto de desempeño indica un nivel de daño completo (Sd4), según la tabla 2 de clasificación de los umbrales de daño.

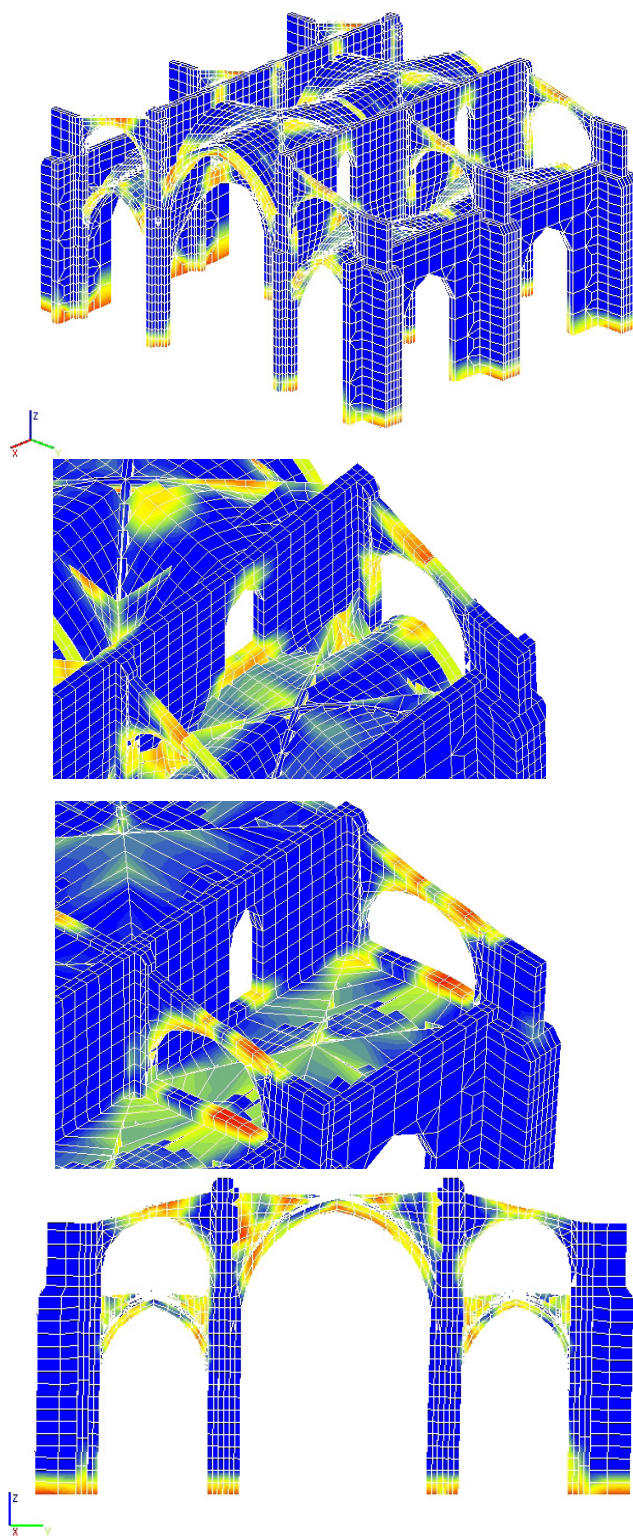
Deformación máxima según eje Y en análisis dinámico de valor 3,1 cm en el segundo 8,5, con tiempo de retorno 949 años.

Los desplazamientos son mayores como consecuencia de la pérdida de unidad del conjunto.



Nudo 19447 Deform max=0,031 mt. en 8,5 seg. Deform min=-0,030 mt.en 12,0 seg.





7.53

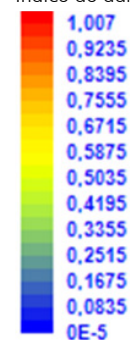
Índice de daño correspondiente al segundo 8,5.

El daño se concentra en arcos fajones y en huecos, la situación más importante es el colapso de los arbotantes en la zona donde la sección del arco se reduce, siendo por tanto este punto el más vulnerable frente a la rotura.

7.54

Es interesante destacar el efecto de arriostamiento de la losa en los muros perimetrales, en la imagen superior se aprecia como el daño se extiende en la parte inferior del hueco, sin embargo para el modelo 1 correspondiente con la imagen inferior en el que se considera la losa, los daños en esta zona son menores, como consecuencia del efecto de rigidización de la losa, manteniendo el funcionamiento de caja.

Índice de daño $0 < d < 1$



Modelo 5 en el que no se considera la losa ni los diafragmas sólo arbotantes, importante aclarar que esta situación es la más vulnerable puesto que se pierde el sentido de la estructura muraria de elementos transversales frente a sismo, produciéndose el colapso.

En el análisis de Push-over se obtiene el valor más elevado de todos los análisis efectuados, con una deformación en dirección Y de valor 1,23 cm.

La deformación máxima según eje Y, en análisis dinámico considerando un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años, es la más elevada en este análisis obtenida con un valor de 1,70 cm en el segundo 13,2.

Para un terremoto con tiempo de retorno de 950 años los valores de dinámicos aumentan hasta 3,1 cm para el segundo 8,5, y los valores en pushover son de 1,61 cm, los desplazamientos son mayores como consecuencia de la pérdida de unidad del conjunto. Los daños se concentran de nuevo en arcos fajones y en huecos, en esta situación los arbotantes colapsan efectivamente por la zona donde se produce una reducción de su sección, siendo por tanto el punto más vulnerable frente a la rotura, la capacidad sísmica de la estructura transversal es insuficiente, produciendo daños graves llegando al colapso.

Comparando el modelo que considera los diafragmas, pero no incluye los arbotantes, con este modelo, los resultados demuestran que los dos elementos, tanto el diafragma como el arbotante son necesarios en el correcto comportamiento de la estructura de la Catedral frente a una sismo. Aunque hay que resaltar que la pérdida del diafragma resulta más determinante en el comportamiento del conjunto.

7.3

EL CIMBORRIO



7.3.1 GEOMETRÍA Y ESTRUCTURA

Para abarcar este capítulo referente a la geometría del Cimbório haremos referencia al artículo del profesor Huerta: *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica.*

“Cualquier construcción con un cierto grado de complejidad evidencia la existencia de una teoría, y esto se aplica particularmente al gótico. Debían existir reglas y preceptos que recogieran la experiencia acumulada. De hecho, han llegado hasta nosotros reglas estructurales del gótico tardío alemán y español, que se refieren al problema central de toda la construcción de fábrica: resistir el empuje de las bóvedas colocando adecuados contrarrestos. Por supuesto, si hay algo que no había interés en divulgar, algo que debía permanecer en secreto, serían estas reglas. Quizá por ello no aparecen en ningún dibujo o manuscrito hasta el gótico tardío, cuando el cambio cultural y, finalmente, la aparición de la imprenta hizo imposible mantener el secreto. Así, algunas reglas para el cálculo de estribos que aparecen en tratados del Renacimiento e incluso de la época barroca tienen un origen incuestionablemente gótico: las proporciones de estribos obtenidas de su aplicación son góticas y serían insuficientes para las bóvedas de cañón típicas del Renacimiento y barroco.”

(Huerta, 2004, 141)

La regla geométrica más citada para establecer el espesor de los estribos de una bóveda fue impresa en el Tratado de Derand sobre cantería en 1643. Sin embargo se cree que fue publicada con anterioridad en el tratado de Baccio di Baccio (1546). La regla consiste en la división del intradós del arco en tres partes iguales, uniendo una de ellas con el arranque y prolongándola con un segmento de igual longitud, este extremo será el que da el borde exterior del estribo, estableciendo así el ancho del estribo necesario. Esta regla pasará a ser conocida como la regla de Blondel:

_ f.7.55, p.260

_ f.7.57, p.261

“Su difusión proviene, principalmente, de su inclusión en uno de los tratados de arquitectura más influyentes del siglo XVII, el Cours d'architecture publicado por François Nicholas Blondel en 1675 (segunda edición 1698). Por este motivo la regla se cita con frecuencia como la «regla de Blondel.”

(Huerta, 2004, 284)

Otra regla geométrica de menor difusión para la obtención del estribo correspondiente a los tres tipos básicos de arco, apuntado, de medio punto y rebajado, es recogida por Santiago Huerta en la publicación *Arcos, Bóvedas y cúpulas*, a la que enumerará como “regla nº 2”, siendo la regla de Blondel la regla nº 1, esta regla aparece en el manuscrito de Hernán Ruiz (1560), según Huerta los textos son algo confusos pero se ha podido entender al ser complementados con las imágenes a los que acompañan, el método consiste en:

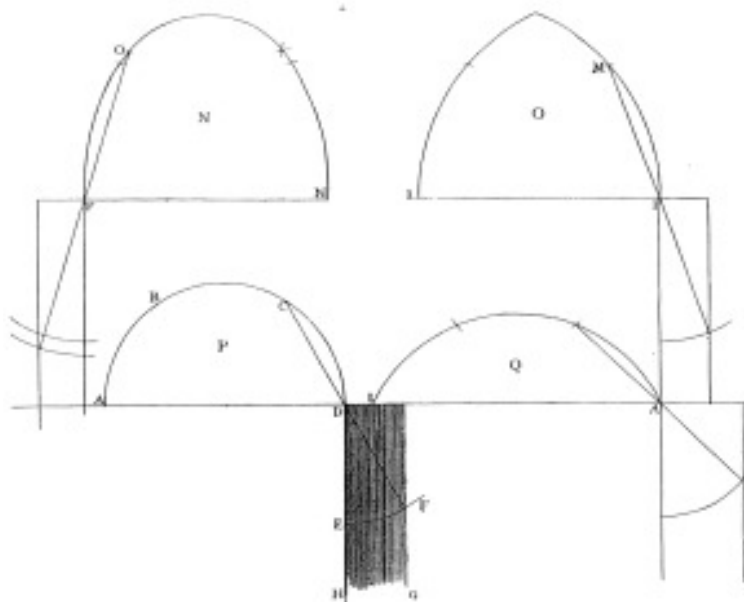
_ f.7.56, p.260

Dividir la línea del trasdós del arco en dos partes iguales, en dicho punto intermedio se traza una tangente a la línea de trasdós, el punto de intersección de dicha tangente con la línea horizontal de arranque de arco, nos dará el espesor del estribo necesario.

7.55_

Regla geométrica para hallar el estribo de cualquier arco según Derand, François (1643).

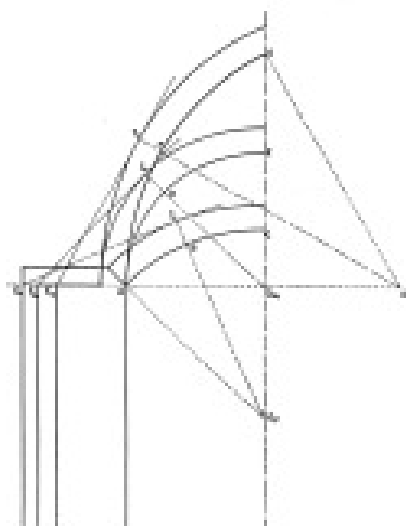
(Huerta, 2004, 143)

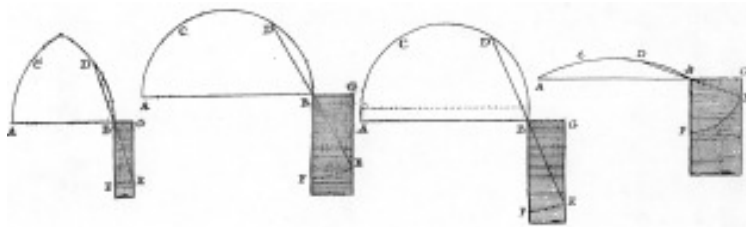


7.56_

Regla geométrica n°2 para hallar el estribo de cualquier arco, en el manuscrito de Hernán Ruiz.

(Huerta, 2004, 150)

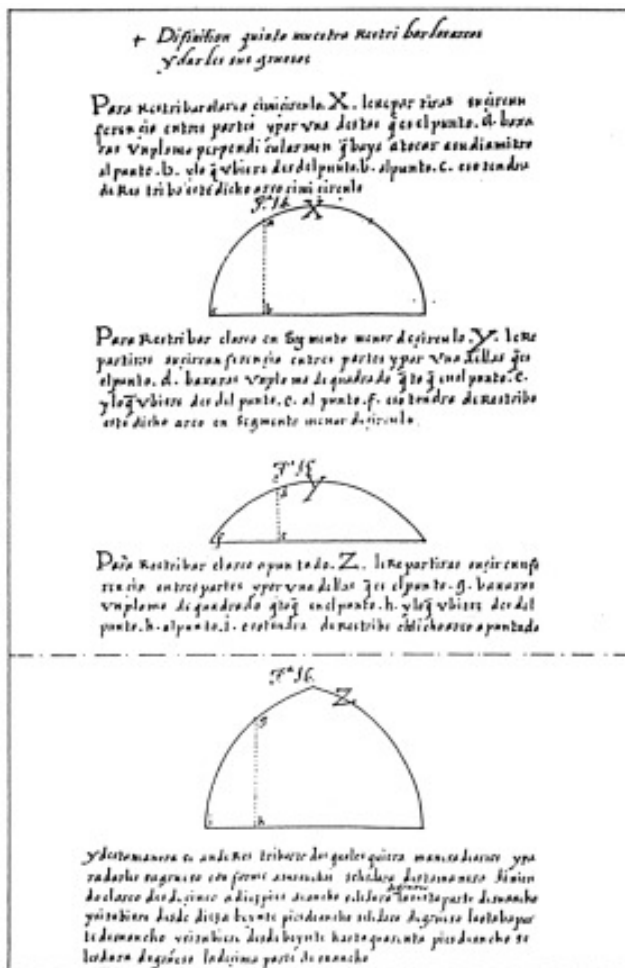




7.57

Regla geométrica para hallar el estribo de cualquier arco según Blondel, François (1675–1683).

(Heyman, 1999, 173)



7.58

Regla geométrica para hallar el estribo de cualquier arco según Martínez de Aranda (1986).

(Huerta, 2004, 147)

Como puede entenderse de los comentarios que se exponen a continuación realizados por el padre Tosca en su *tratado XV de la Montea y Cortes de Canteria*, se observa un reflexivo conocimiento estructural en relación a la estabilidad de las estructuras de fábrica, mostrando un especial interés por la singularidad estructural del Cimborrio:

(Tosca, 2000, 81)

“Comprende este tratado lo mas sutil, y primoroso de la Arquitectura, que es la formación de todo género de arcos, y Bovedas, cortando sus piedras, y ajustándolas con tal artificio, que la misma gravedad, y peso, que las avia de precipitar àzia la tierra, las mantenga constantes en el ayre, sustentándose las unas à las otras, en virtud de la mutua complicacion que las enlaza, con que cierran por arriba las Fabricas con toda seguridad, y firmeza.”

(Tosca, 2000, 116)

“En la proposición XI Teorema: Explicase el empuje de los Arcos, y los estrivos que requieren para su firmeza”, explica el empuje de los arcos y los estrivos necesarios para su estabilidad, describiendo el funcionamiento estructural del arco o de la bóveda, su empuje lateral sobre las paredes laterales y la estereotomía de sus piedras. De la esterotomía expone que por la forma de cuña empleada en las piedras el propio peso tienda a empujar a las del medio y todas ellas juntas a las laterales. El empuje total generado debe ser resistido por las paredes laterales o estrivos. Relaciona la influencia de la naturaleza del arco con la magnitud del impulso (empuje), según sea más rebajado supone un mayor empuje sobre el estribo, y cuanto más apuntado el empuje será inferior.

f.7.59, p.265 _

A estas ideas básicas planteadas anteriormente continúa con la explicación de la regla general para la obtención del espesor de dichos estrivos, aclara que este arco puede ser circular, elíptico o otro cualquiera. Concluyendo que el arco o bóveda de piedra requiere mayor estribo que la bóveda de rosca y esta última más que la tabicada.

(Tosca, 2000, 227)

Tosca utiliza como ejemplo el Cimborrio de la Catedral de Valencia para la explicación en su proposición XIII “*Formar una boveda con arcos cruzeros sobre cualquiera poligono, del quadrado arriba, que se mantenga con su propio peso, sin mas estrivos*”.

El Cimborrio es considerado por el matemático como un ejemplo de innovación que queda plasmado en sus palabras cuando dice “...por ser tan ingeniosas...”, es evidente que siente gran admiración e interés por un sistema constructivo que es desconocido en ese momento.

Tosca enfatiza el hecho de que con el propio espesor del cerramiento es suficiente para resistir el empuje de la bóveda, como se puede observar en el texto a continuación:

“...Con esto, y el suficiente peso que se le ha dado à la clave, se sustenta dicha fabrica sin mas estrivos, no sin grande admiracion de lo que atentamente la consideran. Qual aya de ser la proporcion del peso de los tercios con el de la clave, pende de la experiencia, y del juizio del sabio, y prudente Maestro.”

(Tosca, 2000, 230)

A continuación considero interesante exponer los textos del matemático en relación a la descripción que realiza para formar una obra de características similares.

“Sea el octogono ABEN, &c. la planta de la boveda: tirense las diagonales, que se cortaran en el centro C, y estas serán los vestigios horizontales de los arcos diagonales, y juntamente sus diametro: describase sobre una de ellas, como por exemplo sobre BF, el arco apuntado BGF, cuyos centros son B, y F, à quienes se dirigiràn sus tirantezes: sobre el lado BA formese el quadrado BI, cuya altura AI es la del segundo cuerpo: sobre el cornijon, y sobre la HI, como diametro, descrivese el arco apuntado HLI, cuyas tirantezes vayan à los centros H, I: y esto mismo se ha de suponer tambien sobre los demás lados, los quales arcos sirven de formeros para la boveda, y en ellos, y en dicho segundo cuerpo ay otro ventanage semejante al del primer cuerpo. Sobre los arcos diagonales se edifica la boveda, siguiendo la misma monte del arco, ò formero HLI, la qual es de ladrillo de rosca, y llena los vacios ECA, ACB, &c. de los arcos diagonales, que por ser apuntada, forma en medio un angulo entrante en correspondencia de la linea QC: esto mismo se hace en todos los ochavos, y queda concluida la obra con mucha hermosura, y suficiente firmeza, sin casi necesitar de mas estrivo, como demuestro en la forma siguiente”.

_ f.7.60, p.266

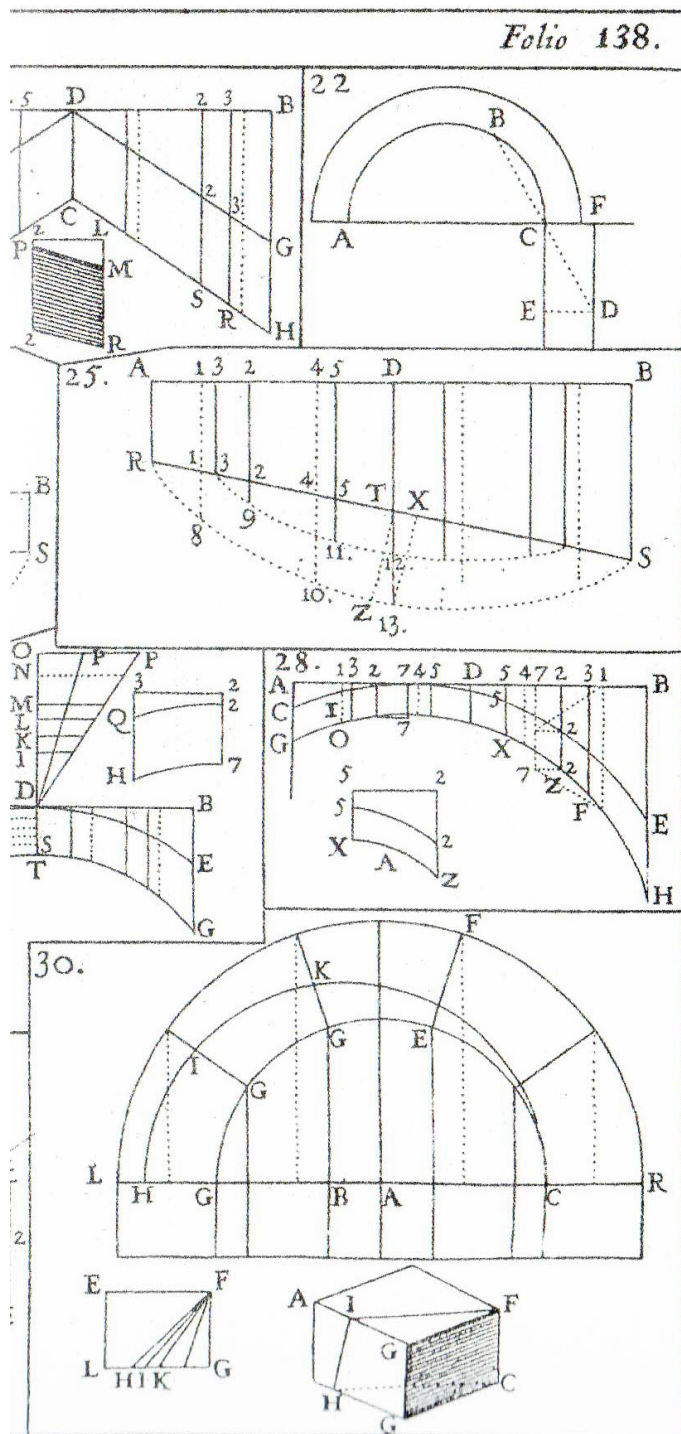
(Tosca, 2000, 228)

En el documento, a continuación de la descripción geométrica anterior, Tosca explica su funcionamiento estructural. Se centra en las bóvedas que quedan definidas por el triángulo ACB, aclarando que sus empujes se contrarrestan con la lateral ACE, y resaltando que además son de “punto tan levantado” el arranque superior de las bóvedas es menor que la altura de los arcos cruceros es decir de rampante inclinado, con lo que el empuje es menor:

“Solo puede aver dificultad, en que, al parecer, los arcos diagonales, que son los que como nervios sustentan las bovedas sobredichas, necesitaràn de grandes estrivos; siendo asi, que tienen muy pocos en la sobredicha fabrica: Pero digo, que por el mismo caso que estos arcos sustentan las bovedas, no necesitan si de muy pocos estrivos, y en eso està lo mas primoroso del arte con que se mantienen semejantes obras: el qual consiste en aquel maravilloso enlace, con que los cruzeros, ò arcos diagonales sustentan las bovedas hechas en sus vacios, y estas mantienen los sobredichos arcos, y juntamente à si misma con sus reciprocos, y encontrados empujos”.

Aclara la dificultad del empuje horizontal de los arcos cruceros y la necesidad de colocar adecuadamente los pesos garantizando el equilibrio para evitar su colapso por levantamiento de la clave, con intención de corregir la línea de empujes a la directriz del arco por medio del aumento de peso en la clave y en los riñones.

Como resumen a este capítulo, se exponen las dos reglas anteriormente comentadas para la obtención del espesor de los estribos. Los resultados demuestran que los estribos son inferiores al ancho necesario.



7.59

La regla descrita para la obtención del estribo en el texto, se corresponde con la figura número 22, situada en esta imagen en su margen superior derecho.

(Tosca, 2000, 138)

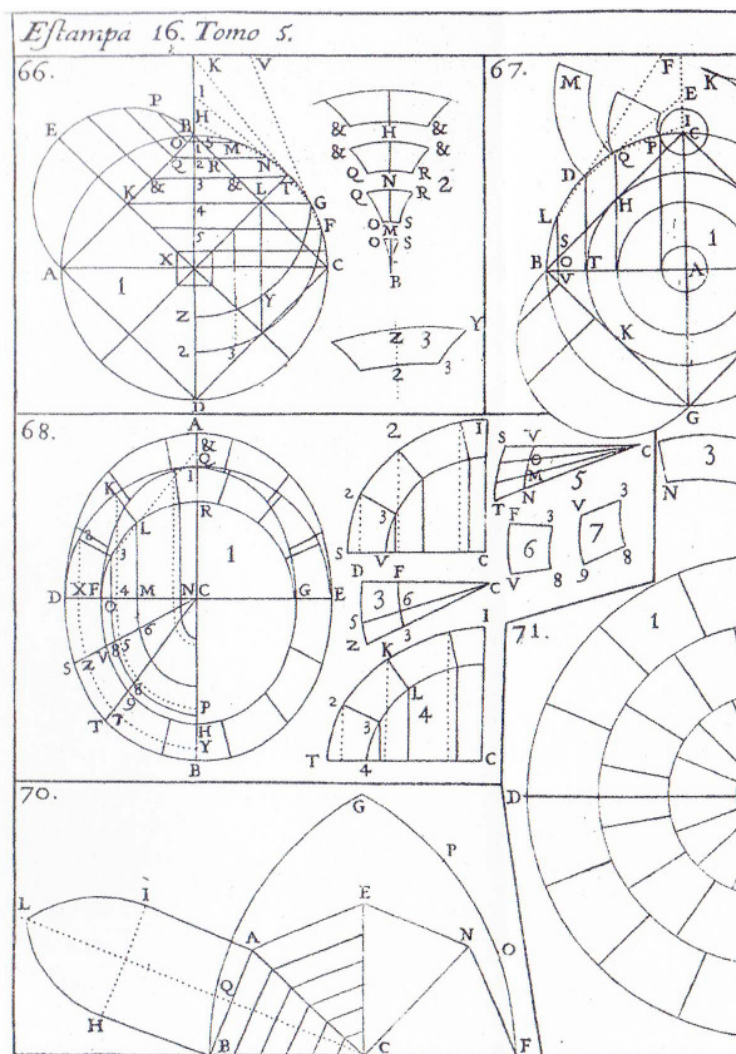
7.60

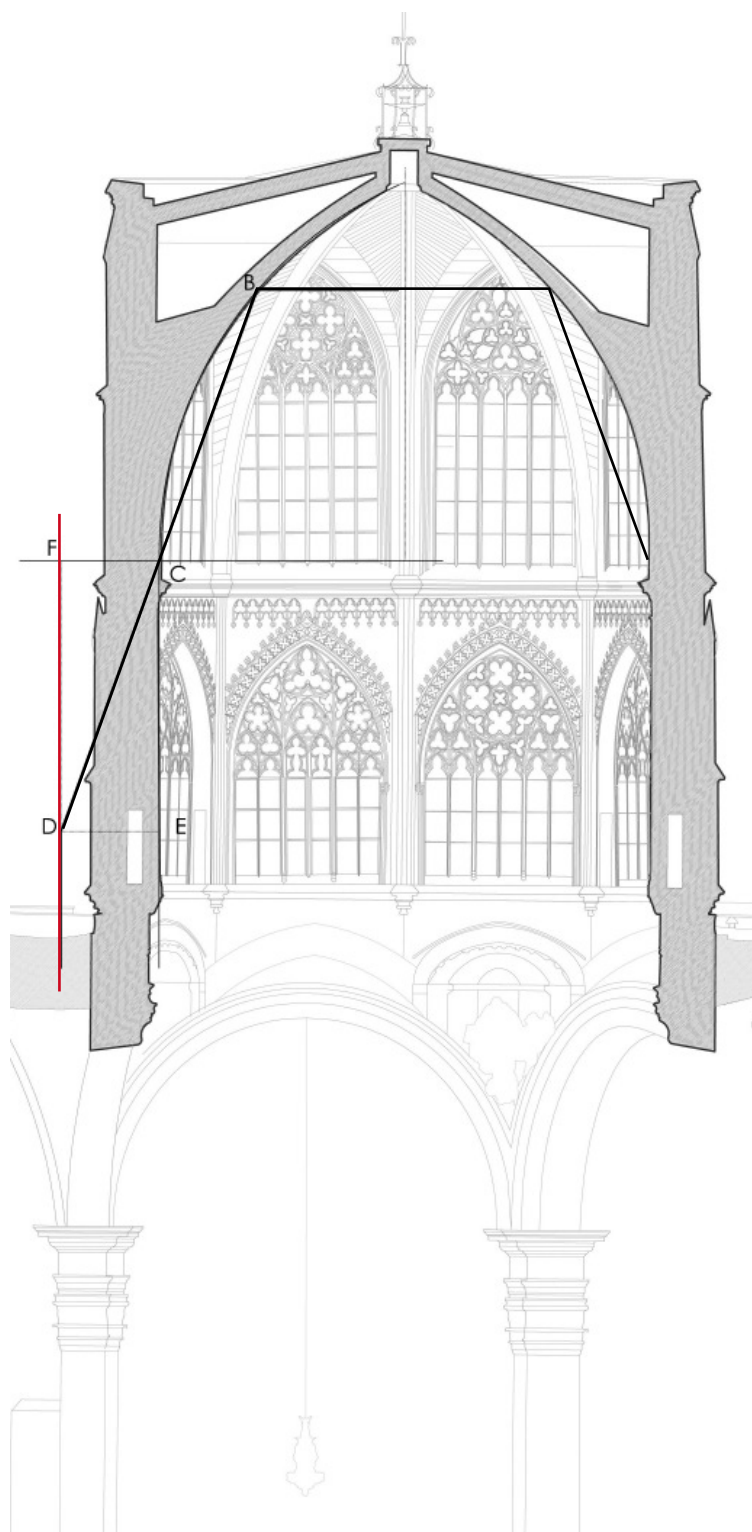
La regla descrita para la construcción de la obra, se corresponde con la figura número 70, situada en el margen inferior izquierdo

El texto dice así:

“Para inteligencia de esto es menester suponer, que el arco apuntado BGF necesita, para su firmeza, de ser cargado en la clave, y juntamente en los tercios OP: de fuerte, que si estoviese solamente cargado en OP, y no en la clave, corria gran riesgo de que la porcion de arco cerca la clave rebentase, faltando àzia arriba; porque el peso que en PO impele las piedras àzia baxo, viene como a querer reducir el arco FG à linea recta, y por consiguiente hará surtir la clave azia arriba, si no tiene sobre si suficiente peso. Tambien si huviese gran peso sobre la clave, y poco, ò ninguno en los tercios O, P, el peso de la clave impeleria las piedras de OP, y si alli faltasen competentes estrivos, se arruinaria el arco; pero aviendo competente, y proporcionado peso en la clave, y en OP, no son casi menester otros estrivos, para que dicho arco mantenga, por servirle de ellos el peso que carga en los dichos tercios O, P. Cargando, pues, las bovedas de ladrillo de rosca sobre los arcos cruzeros, es forzoso se mantengan estos firmes, y ser grande el peso sobre sus tercios, donde es mayor la boveda; pues tanto es esta menor, quanto mas cerca à la clave, donde se termina; y tanto mayor, quanto mas se aparta de ella àzia los formeros.”

(Tosca, 2000, 232)





7.61

Aplicación de la regla geométrica para la obtención de los estribos de una bóveda en la sección por los arcos diagonales del Cimborrio.

Conocida como regla de Blondel:

Consiste en la división del intradós del arco en tres partes iguales uniendo una de ellas con el arranque y prolongándola con un segmento de igual longitud, este extremo será el que da el borde exterior del estribo, obteniendo el ancho del estribo necesario.

La pilastra del Cimborrio es mucho más estrecha que el ancho que se obtiene con esta regla.

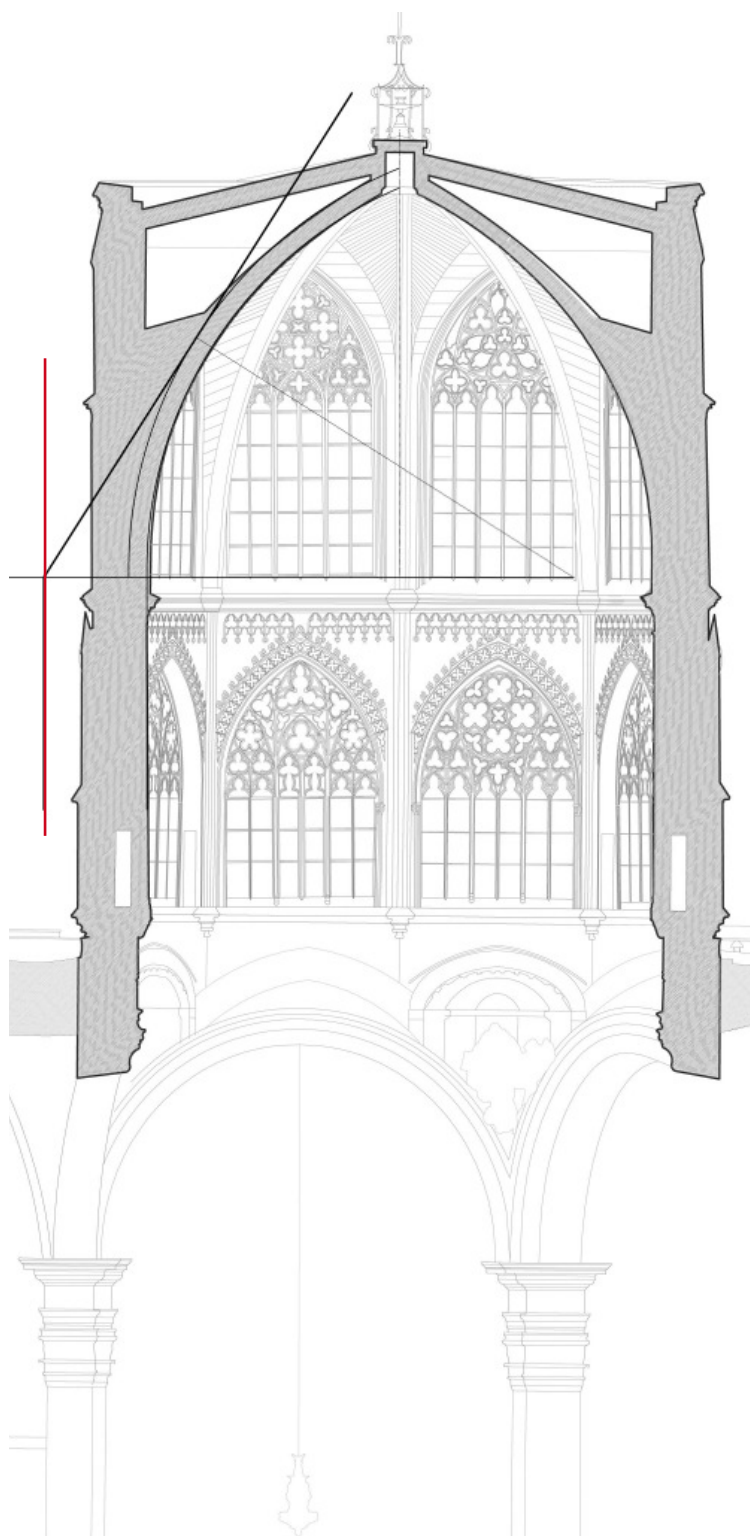
7.62

Aplicación de la regla geométrica para la obtención de los estribos de una bóveda en la sección por los arcos diagonales del Címborio.

Esta regla aparece en el manuscrito de Hernán Ruiz, consistente en :

Dividir la línea del trasdós del arco en dos partes iguales, en dicho punto intermedio se traza una tangente a la línea de trasdós, el punto de intersección de dicha tangente con la línea horizontal de arranque de arco, nos dará el espesor del estribo necesario.

Como se puede observar en las dos reglas aplicadas el estribo obtenido es siempre mayor al que realmente tiene el Címborio.



7.3.2 ANÁLISIS LÍMITE

Como se ha visto en el capítulo anterior los antiguos constructores se basaban en reglas geométricas para el dimensionado de las estructuras de fábrica, teniendo una gran difusión hasta finales del siglo XIX. Será a partir de este siglo cuando el pensamiento científico empieza a manifestarse con mayor profusión lo que supone un alejamiento de estas reglas tradicionales.

El análisis de este tipo de estructuras nace de forma independiente en Francia e Inglaterra a finales del S. XVII, con la introducción de la catenaria por Robert Hooke como forma ideal, y en Francia con Philippe de la Hire aplicando por primera vez el polígono funicular en el equilibrio de arcos. Sus sucesores Stirling (1717) inspirando a Poleni en el empleo de la catenaria para la cúpula de San Pedro y Gregory (1697) con su enunciado sobre la estabilidad del arco:

«Sólo la catenaria es la verdadera y legítima forma del arco. Y si arcos de otras formas se sostienen, es porque hay una catenaria en su interior. Y no lo harían si fueran muy delgados o compuestos de partes deslizantes»

(Huerta, 2004, 524)

Durante los años 1830-1840 se formula el concepto de línea de empujes para poder establecer la estabilidad del arco, desarrollado en paralelo por Gertsner, Moseley y Méry. Será Méry el que lo enfoque desde un punto de vista gráfico y que posteriormente sería simplificado por medio del empleo de los polígonos funiculares para pasar a ser incorporado en los manuales de estática gráfica. Posteriormente el método de las líneas de empuje generará la aparición de diversas teorías relacionadas con la determinación de la posición de la verdadera línea de empuje, al demostrarse que dentro de un arco en equilibrio pueden existir infinitas líneas de empuje y no sólo una.

Durante la década de los 40 se desarrolló un método de análisis plástico relacionado con los pórticos de acero, los estudios se pueden trasladar al comportamiento de colapso en los arcos de fábrica.

En 1966 Heyman enunciará las condiciones de la fábrica con la finalidad de poder aplicar el análisis plástico a este tipo de estructuras, estas condiciones son:

(Heyman, 1999, 17)

_La fábrica no tiene resistencia a la tracción.

_La resistencia a compresión es ilimitada, las tensiones de trabajo son mucho menores que la resistencia a compresión del material.

_Las dovelas no deslizan entre sí, el rozamiento en las juntas de las dovelas impide el deslizamiento.

Si es posible encontrar una línea de empujes interior al arco que esté en equilibrio con las cargas aplicadas, el arco es estable. No

resulta necesario obtener la línea de empujes real, el grado de seguridad vendrá marcado por el trazado geométrico, dependiendo de la distancia entre la línea y el trasdós o intradós del arco, por lo que el coeficiente de seguridad lo entendemos como un coeficiente de seguridad geométrico.

Podemos resumir en tres los estudios realizados en el campo del análisis límite, para la evaluación de la estabilidad del Cimborrio, por medio del método de la estática gráfica:

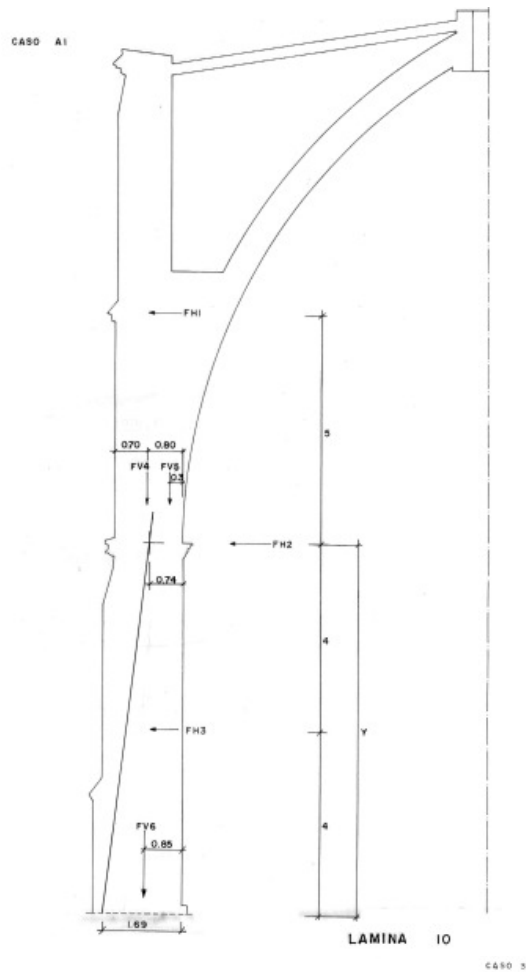
El primero es el análisis elaborado por el profesor Rafael Soler Verdú en su tesis doctoral *“La cúpula en la arquitectura moderna valenciana. Siglos XVI a XVIII. Metodologías de estudios previos para las arquitecturas de sistemas abovedados”*. En su anexo 6 plantea una aproximación al comportamiento estructural del Cimborrio, recogiendo en el apartado C el estudio de su estabilidad, evaluando los pesos propios considerados en el cálculo. Establece los empujes horizontales en tres niveles: el empuje provocado por el arco que apea la fachadas del cuerpo superior, el empuje definido por su cubierta y por último el del arco que recibe el peso de la fachada correspondiente al primer cuerpo. Indica las combinaciones posibles de los empujes estableciendo finalmente el paso de la resultante en los estribos.

f.7.63 / f.7.64, p.271 _

El segundo estudio dentro de esta misma línea, es el aportado por Soledad Martí Ferrándiz centrándose utilizando este método gráfico, estima los pesos pertenecientes a un octavo del Cimborrio y recogiendo algunos de los datos obtenidos en el estudio anterior calcula las tensiones en el pilar toral. Este análisis pertenece al trabajo *“La Complejidad estructural y constructiva del apeo del pilar toral de la Catedral de Valencia (1660-1663)”*.

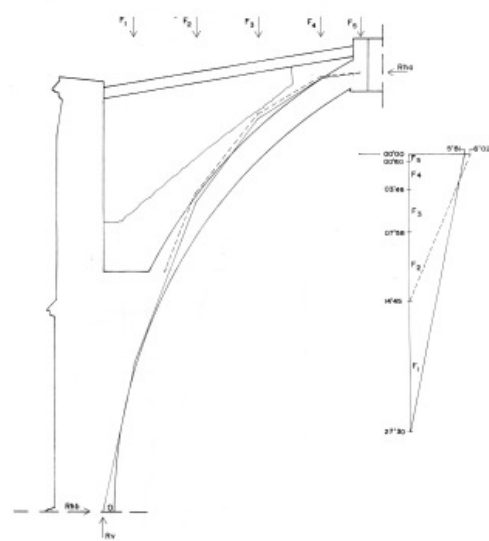
Por último el estudio más reciente al respecto, es el evaluado por Jose Antonio García Ares e Ignacio Javier Gil Crespo. Pertenece al artículo *The Cimborium or Lantern Tower of Valencia Cathedral: Geometry, Constuction and Stability*. Se basan en el mismo método clásico de estática gráfica, evalúan el estado primitivo, es decir el anterior a la intervención de Ramiro Moya en la que se introducen los elementos de refuerzo de hormigón armado.

f.7.65, p.272 _



7.63
Lámina 10. Hipótesis de fuerza
resultante A1.

(Soler, 1995)

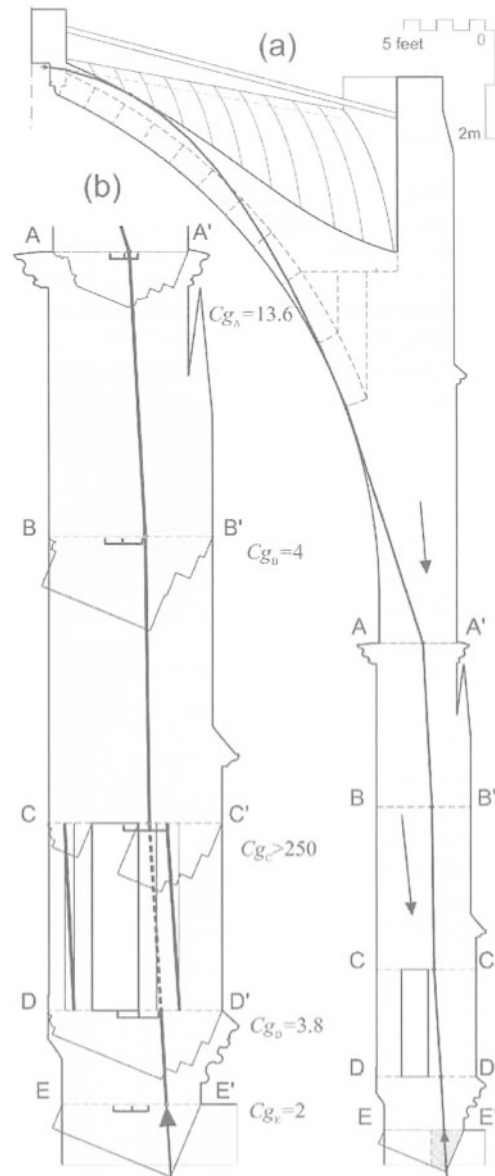


7.64
Lámina 9. Polígono funicular.
Caso 3.

(Soler, 1995)

7.65_
 Análisis límite del Cimborrio
 de la Catedral de Valencia.

(García, 2012, 341)



Para el desarrollo del equilibrio se ha manejado el programa de cálculo Statical se trata de una aplicación desarrollada para Auto-Cad por el profesor Alonso. Como innovación el programa permite realizar el estudio por el método de estática gráfica a partir de un modelo 3D generado desde la geometría obtenida por el escaneado Láser. Resultando de gran interés el poder aportar la influencia de los desplomes reales al análisis.

El modelo reproduce un octavo del Cimborrio en su estado actual, incluyendo en la evaluación de los pesos los correspondientes a las operaciones estructurales ejecutadas en la intervención de Ramiro Moya: la introducción de la losa de hormigón armado sobre las bóvedas, el zuncho de hormigón armado en el perímetro del cerramiento y el anillo de hormigón en el óculo.

Los materiales considerados para la evaluación de pesos se resumen en, fábrica de ladrillo para las bóvedas y costillas con un peso específico de 18 KN/m³, mampostería para los nervios de la bóveda y los muros de cerramiento, con un peso de 22 KN/m³, hormigón para la losa de la cubierta, el zuncho en coronación de muro, sobre las costillas de ladrillo y en el óculo, de valor 25 KN/m³, en relación a los rellenos 20 KN/m³ en pilares y 15 KN/m³ en bóvedas. Estos valores quedan recogidos en la tabla siguiente:

Material	Elementos	D (T/m ³)
Sillería	Muros - nervios	2.2
Relleno sillería	Núcleo de pilares	2.0
Fábrica de ladrillo	Bóveda - tabique	1.8
Relleno bóveda	Riñones de bóvedas	1.5
Hormigón	Refuerzos	2.5

Aplicando la teoría de Análisis Límite, consideramos la fábrica como un conjunto de bloques no deformables que se sostienen por su peso propio. Por tanto no resiste tracciones, sólo compresiones. El rozamiento entre dicho bloques es tan alto que impide el deslizamiento y suponemos también que las tensiones de trabajo son bajas por lo que no existe fallo de los bloques por resistencia. Se reduce el problema de las estructuras de fábrica al equilibrio, es decir a la estabilidad de la estructura, es por ello que si es posible encontrar una línea de empujes contenida en su interior la estructura es estable, ya que sólo es posible conseguir el equilibrio trabajando en compresiones de esta manera. La línea de presiones viene marcada por la resultante entre la fuerza que actúa en la dovela y el peso propio de dicha dovela, obteniendo el empuje sobre la dovela contigua. La línea de presiones obtenida es una de todas las posibles pero no tiene porque ser la real.

_ Interpretación Constructiva de la cubierta del Cimborrio, p.124.

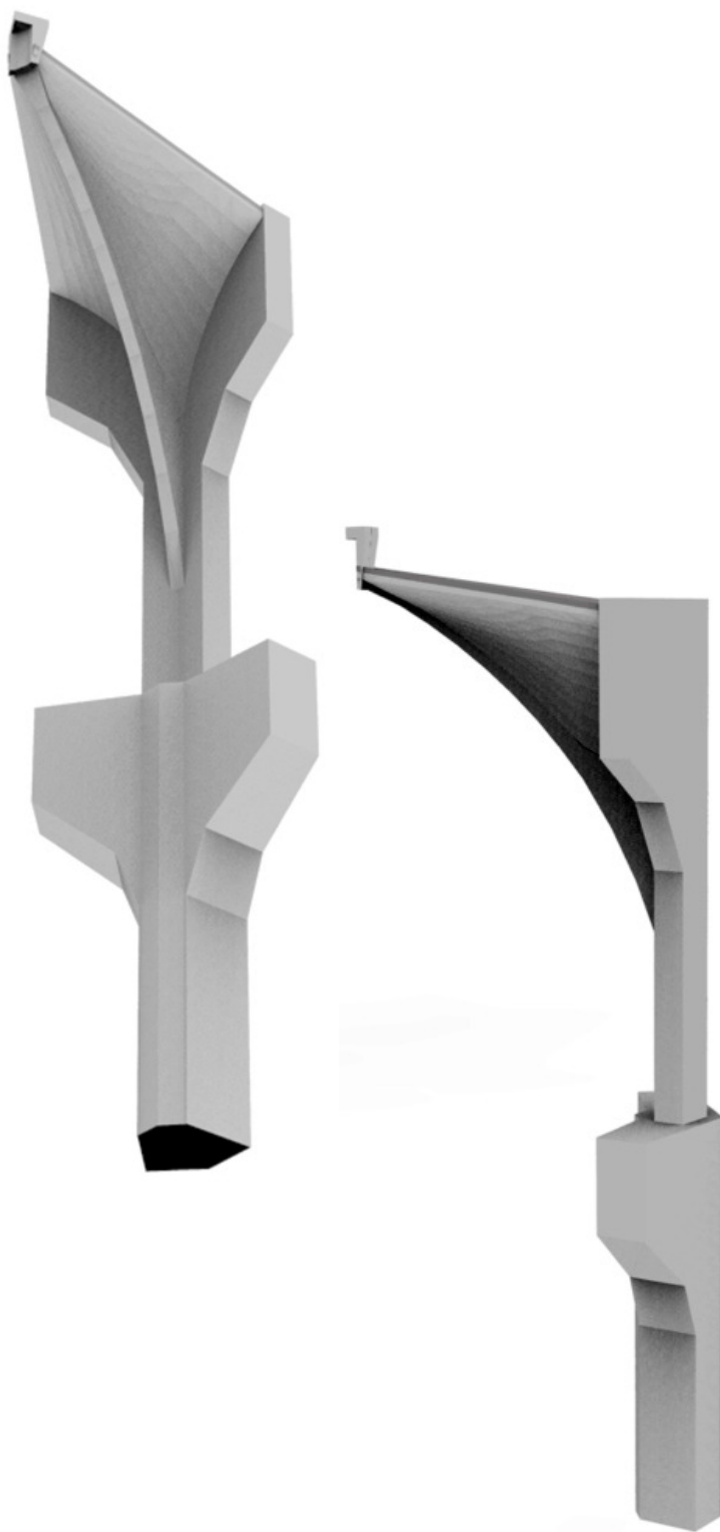
(Heyman, 1999, 17)

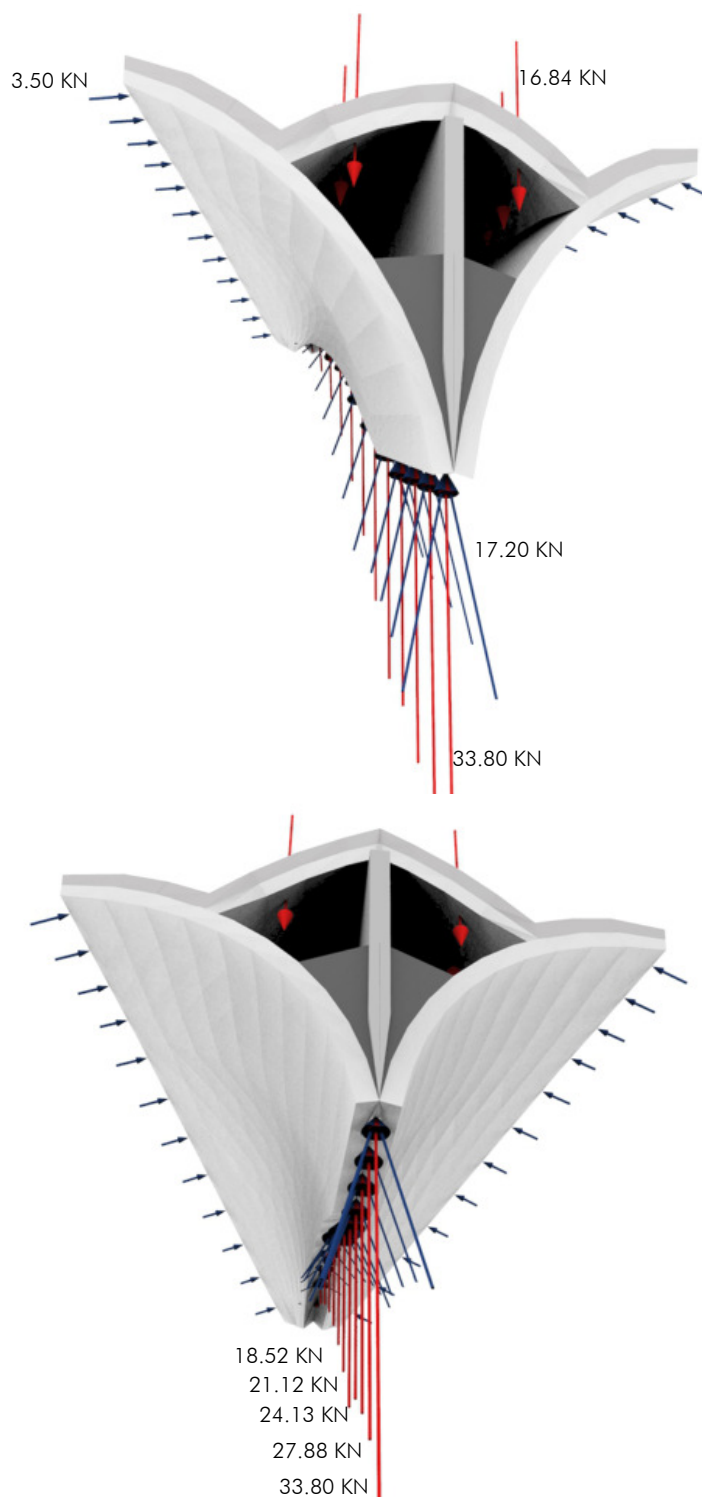
7.66_

Modelo 3D estática gráfica, reproducido a partir del levantamiento gráfico.

Obtención de línea de empujes hasta la base del Cimborrio. Se considera un octavo del mismo y se reproduce la situación constructiva actual: refuerzo de hormigón armado en el trasdós de las bóvedas, anillo perimetral de hormigón en coronación de muro, zuncho perimetral en óculo y remate con costillas de hormigón en la coronación de los tabiques sobre los que apoyan las cuatro bóvedas incluidas en la intervención de Ramiro Moya de 1978.

3D de la autora.





7.67 Cubierta del Cimborrio

Bóvedas de la cubierta con el trasdosado de hormigón armado, tabique central de ladrillo coronado por zuncho de hormigón armado, introducción del relleno hasta la cota donde se sitúan el cajado de ladrillo para los conductos de evacuación de aguas.

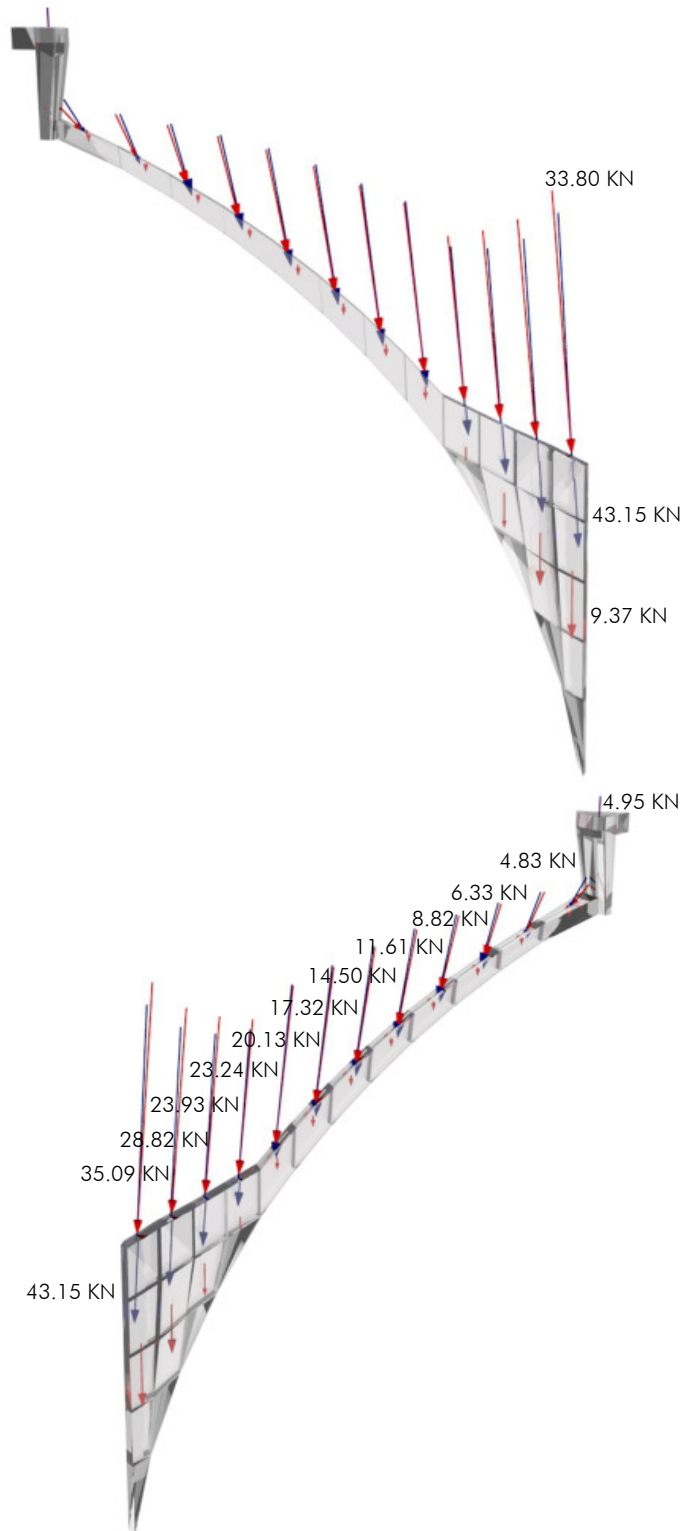
El conjunto se divide en doce tramos, el peso propio del primer tramo es de 16.84 kN, la reacción horizontal de valor 3.50 kN, la reacción vertical de 17.20 kN y reacción total a transmitir al nervio de piedra de 33.80 kN. Como es evidente el resto de tramos ofrecen valores inferiores.

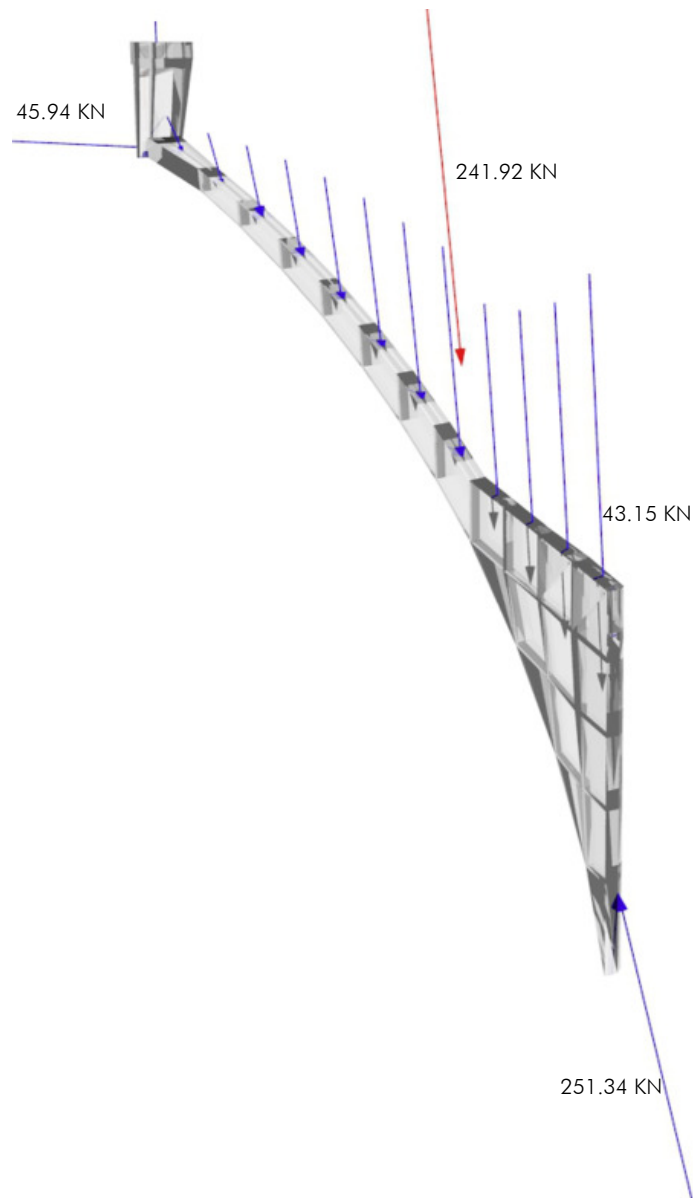
7.68_

Cargas Nervio cubierta.

Los doce tramos del nervio, en rojo las cargas obtenidas del peso propio de la bóveda y el peso propio de cada tramo del nervio, en azul la suma de las dos anteriores.

Obteniendo para el primer tramo un valor de peso propio del nervio de piedra de 9.37 KN, y como peso total de 43.15 KN.





7.69

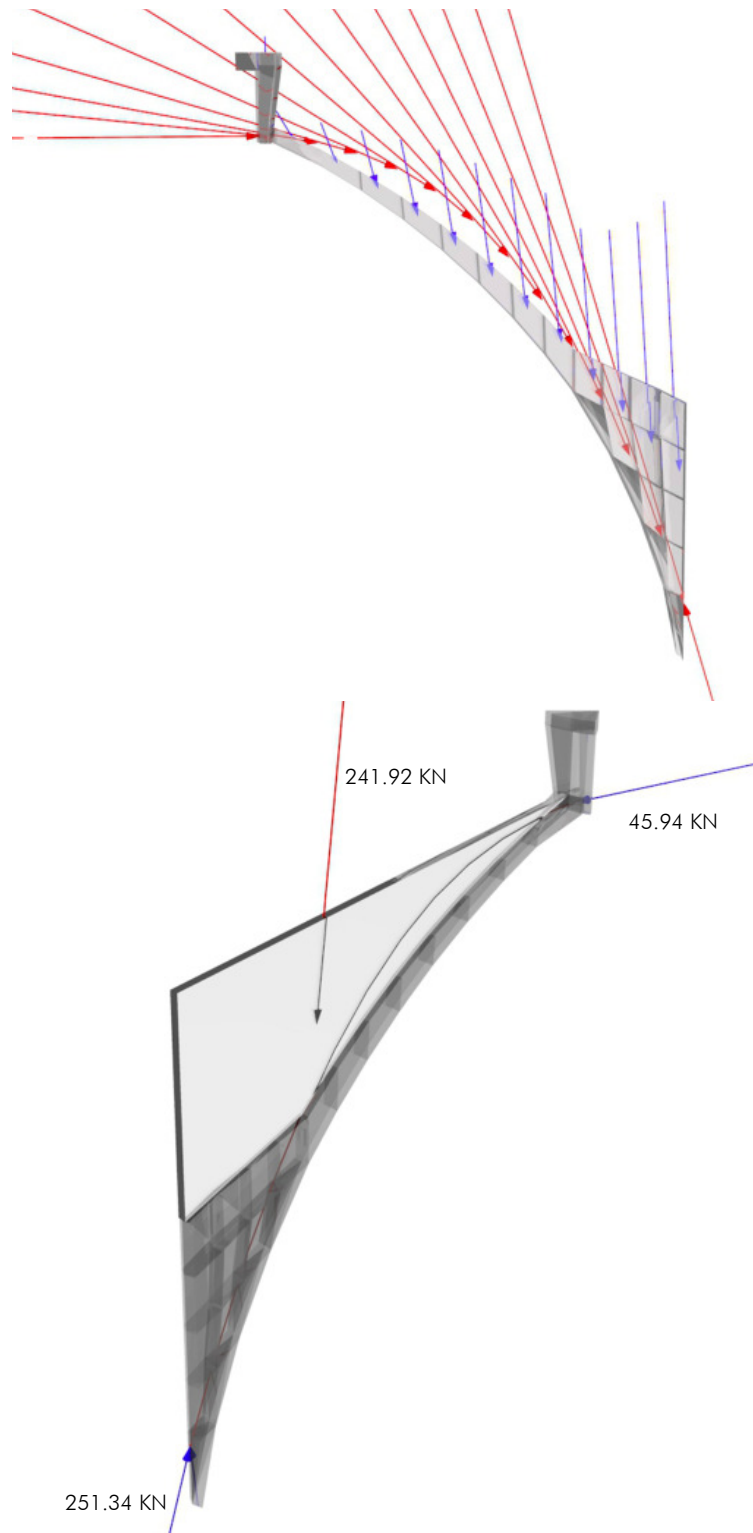
Resultante peso propio cubierta y nervio.

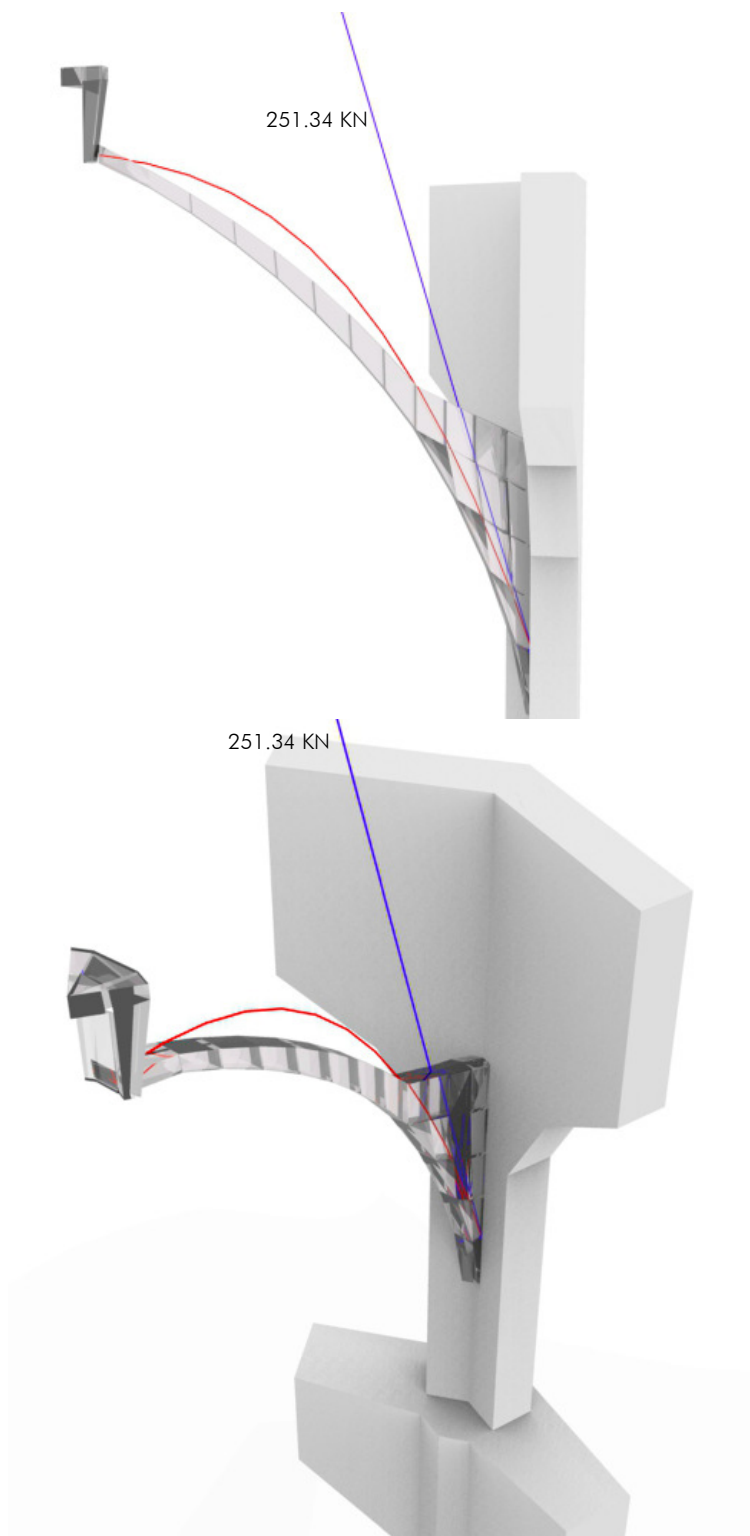
Obteniendo una carga total de 241.92 KN, reacción horizontal de 45.94 KN y reacción vertical de 251.34 KN.

7.70

Línea de Presiones

La disposición tan singular del nervio diagonal formando una ménsula que comienza desde un punto inferior al arranque de la bóveda de ladrillo, permite que la línea de presiones tenga una trayectoria muy inclinada en el inicio del arco.



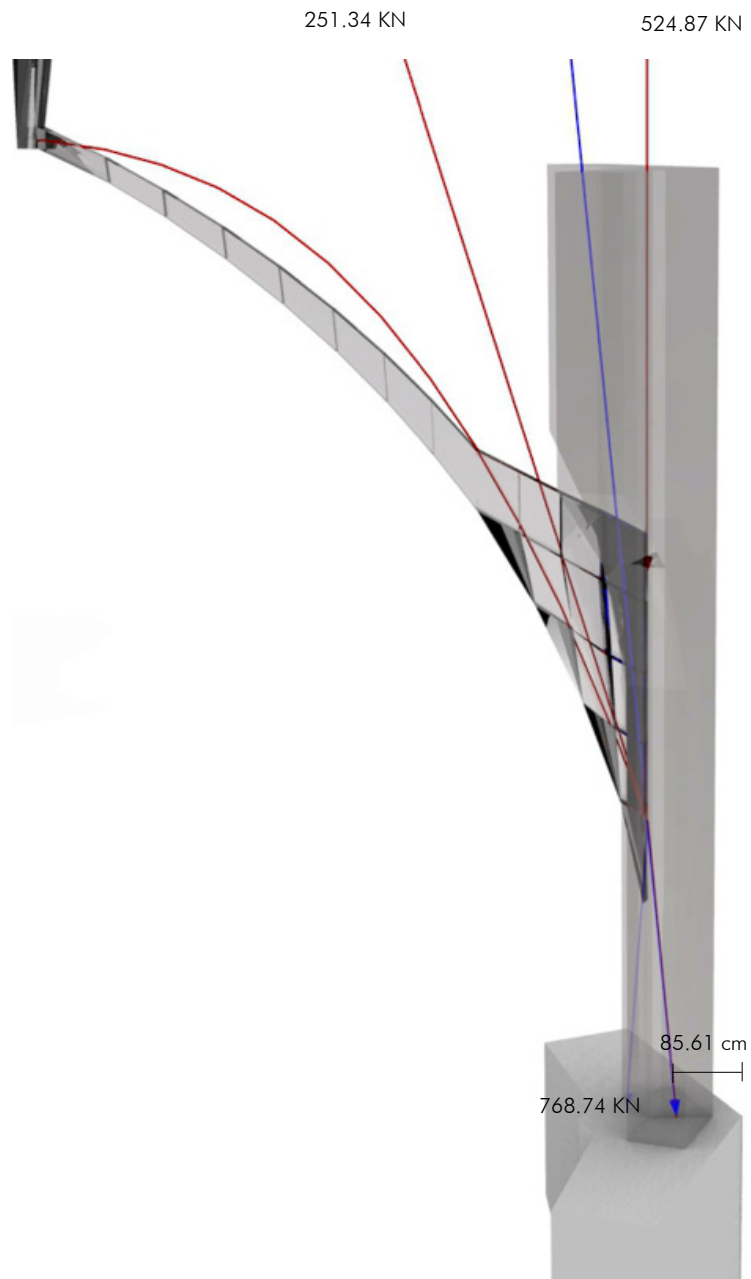


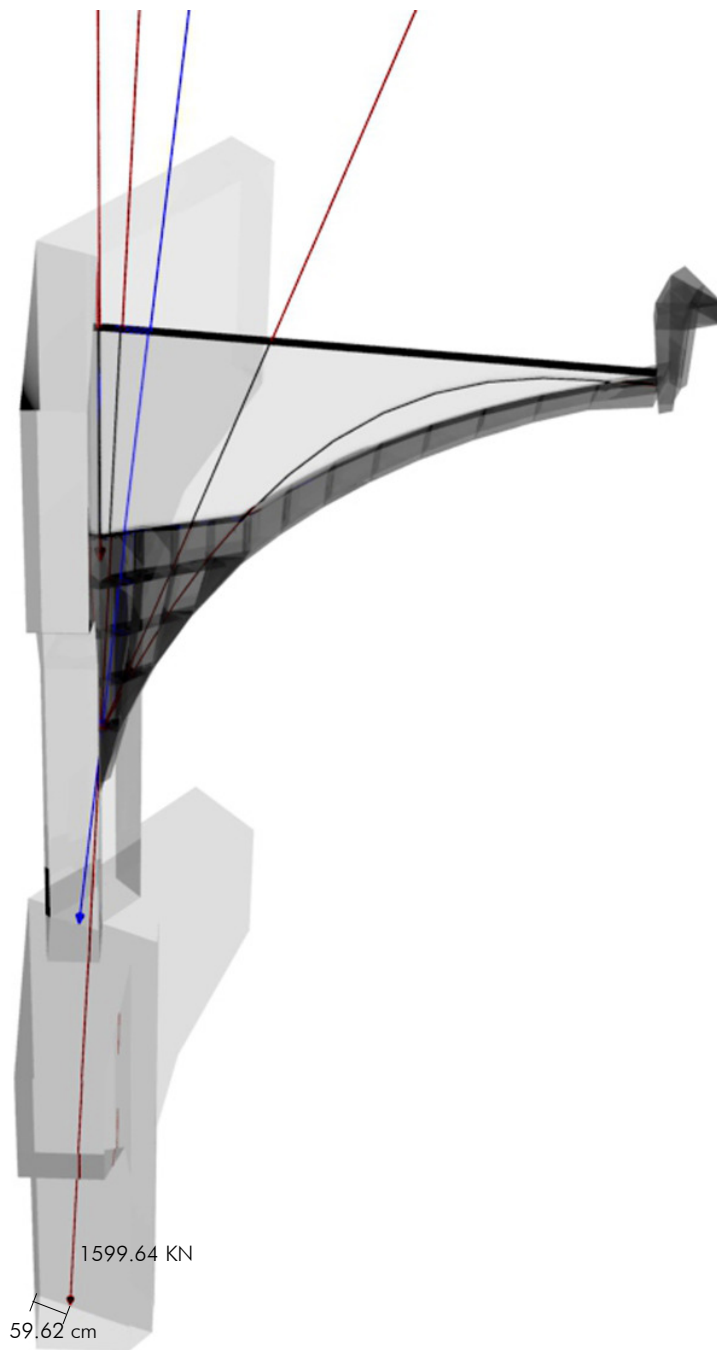
7.71
Línea de Presiones y Empuje
total sobre muro del segundo
cuerpo de valor 251.34 KN.

7.72_

Reacción en el arranque del segundo cuerpo de valor 768.84 KN, siendo el peso total del segundo cuerpo de 524.87 KN.

Situándose a una distancia de 85.61 cm con respecto al borde exterior del cerramiento.





7.73

Reacción definitiva en el arranque del primer cuerpo de valor 1599.64 KN, siendo el peso total del segundo cuerpo de 833.22 KN.

Situándose a una distancia de 59.62 cm con respecto al borde exterior del cerramiento.

7.74_

Trazado de la línea de presiones tangente al nervio.

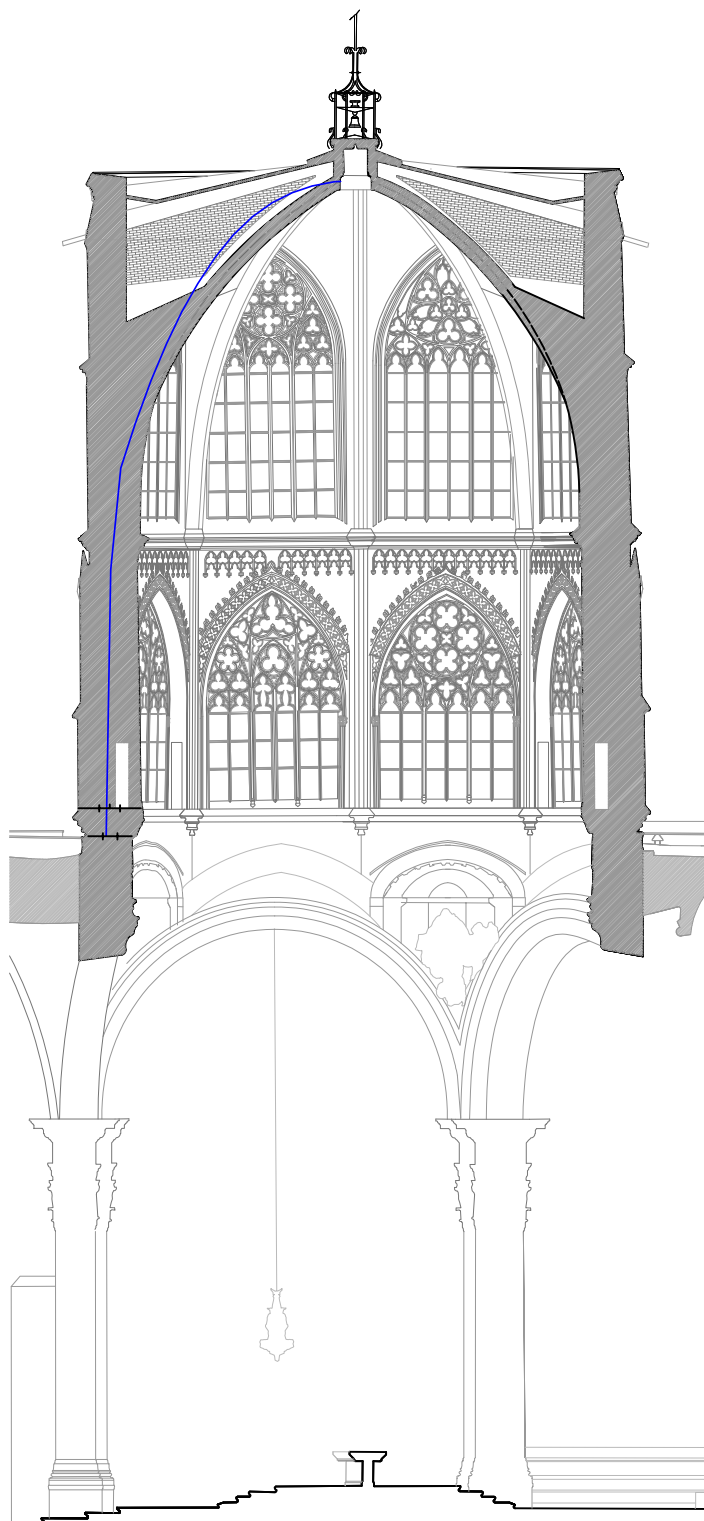
Se corresponde con la situación general donde no hay desplomes o con valores muy bajos.

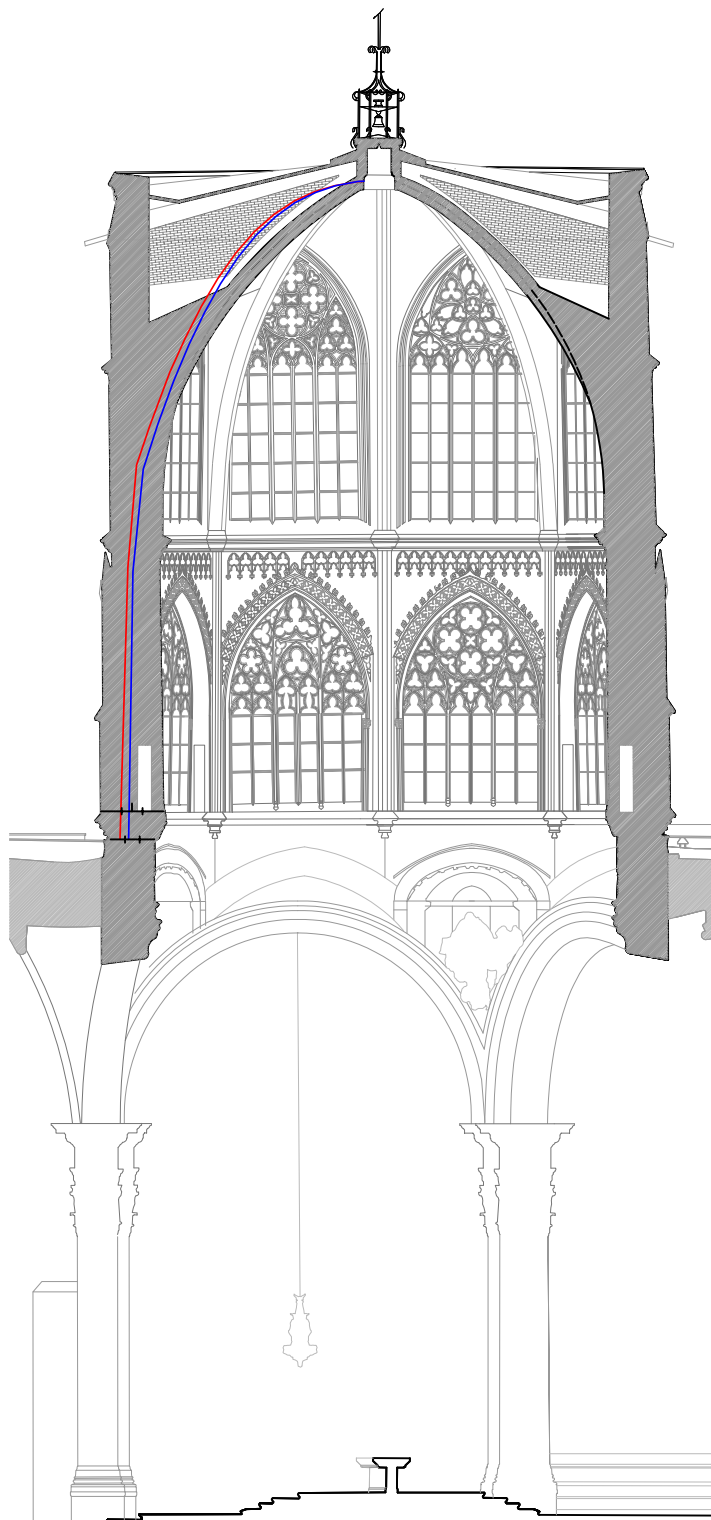
Los pilares que no presentan desplomes son los cuatro pilares ubicados en la mitad norte del Címborio. Los dos pilares que presentan desplomes con valores bajos, del orden de 0.0752 y 0.0915 cm, son el número 3 y el 6.

La línea de presiones se sitúa en el tercio central de la sección en base del Címborio.

La posición de la línea de presiones en la sección a la altura de hueco de la primera balconada, comprobamos que también se sitúa en el tercio central.

(f.4.56, p.154).





7.75

Se ha elaborado un segundo análisis límite considerando la pilastra de máximo desplome, para comprobar la variación de la línea de presiones (f.4.56, p.154).

La línea de presiones en rojo se corresponde con el pilar 5 donde se produce el máximo descenso de valor 0,1614 cm, con un ángulo de desplome de 1.13°.

Evidentemente el trazado de la línea roja queda desplazado hacia el exterior, situándose en el límite exterior del tercio central en la sección a la altura de la balconada del primer cuerpo.

La posición de la línea se queda a 0,26 cm del límite del tercio central.

Por el contrario este desplome en el pilar opuesto (pilar 1) es favorable al centrar el empuje en el tercio central.

7.76_

La resultante de la línea de presiones se sitúa, en el modelo sin desplome, aproximadamente en el centro del tercio central. La reacción última es de 1599,88 KN y la tensión cobaricéntrica es de 1,08 N/mm².

En el modelo con un ángulo de desplome de 1,13°, que se corresponde con el descenso máximo del pilar 5 del Cimborrio de 16,14 cm, la reacción última obtenida se sitúa en el límite del tercio central, en concreto a 58 cm del borde exterior. La tensión cobaricéntrica aumenta a 1,97 N/mm² (f.4.56, p.154).

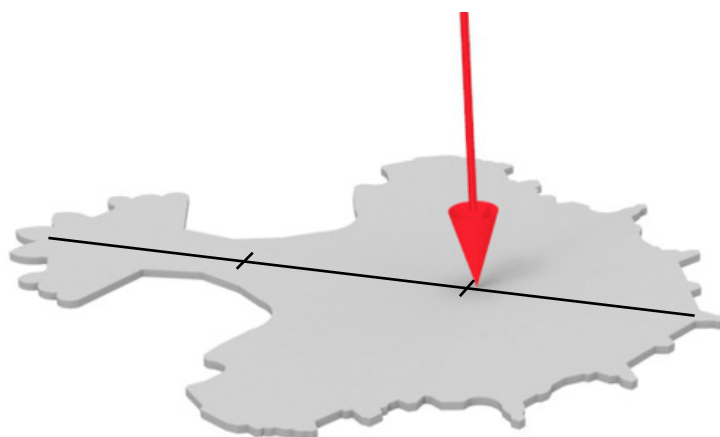
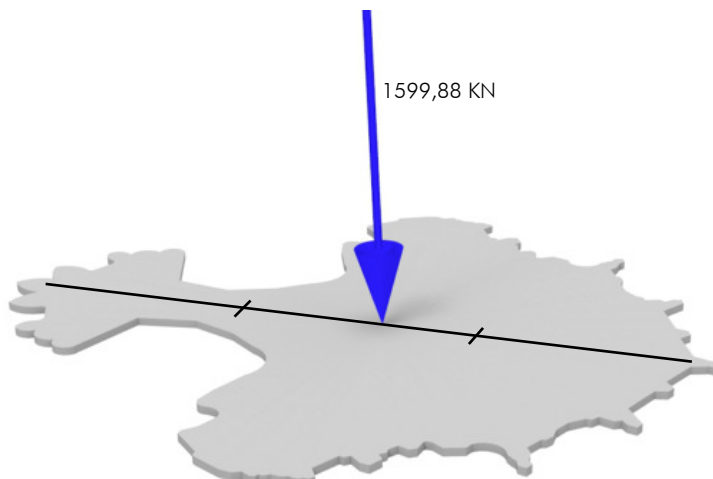
El coeficiente de seguridad lo obtenemos dividiendo el semidiámetro de la sección por la excentricidad del empuje respecto al eje del pilar.

Cuanto mayor sea el coeficiente, más cercano estará el empuje del eje del pilar, determinando no tanto la estabilidad del pilar sino la de las bóvedas, ya que con pequeños asientos para el pilar pueden provocar deformaciones y fisuras en las bóvedas.

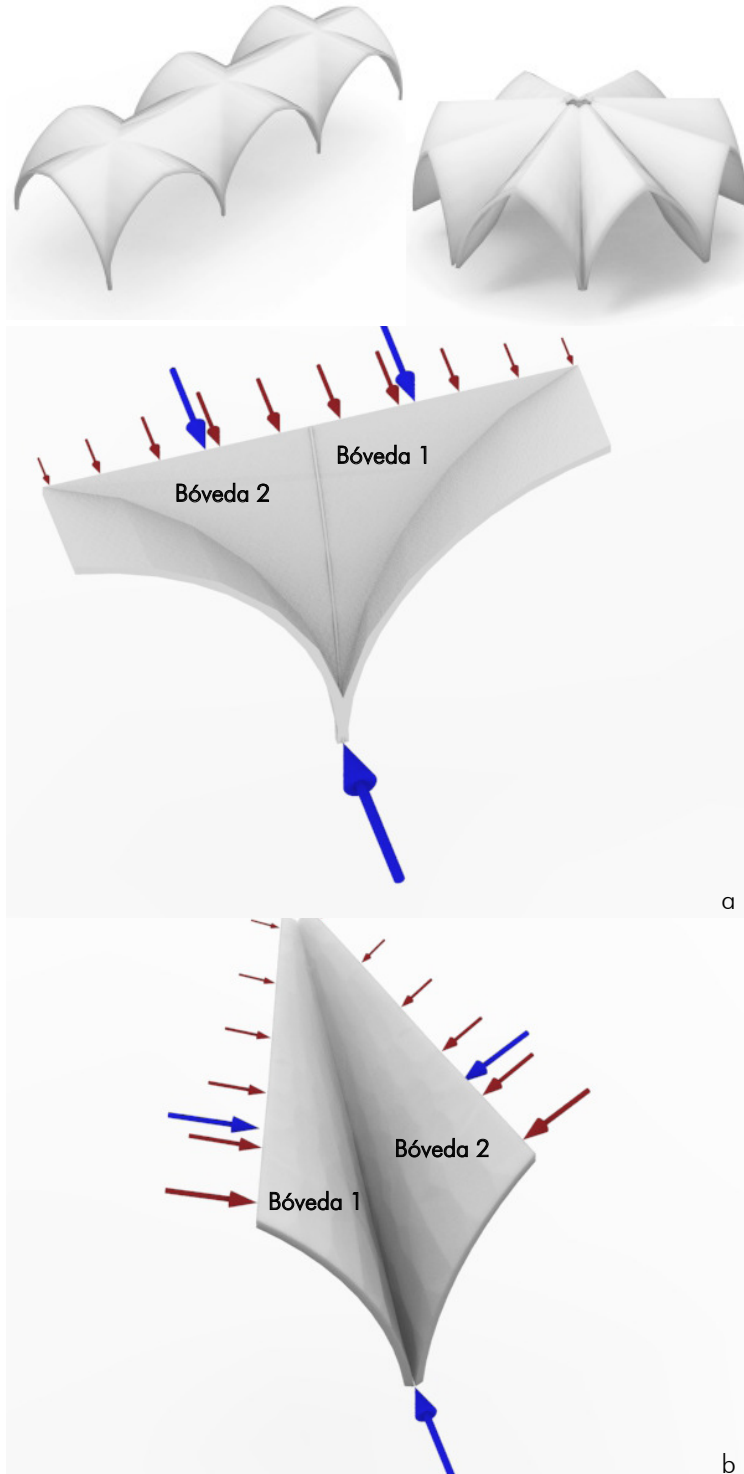
El diámetro de la sección, a la altura de la primera balconada (18 m) es de 1,70 m. La excentricidad en el caso del empuje sin desplomes es de 0,08 m, por lo tanto obtenemos un coeficiente geométrico de seguridad de 10, por tanto un coeficiente de seguridad muy elevado, al estar prácticamente a eje del pilar.

En el caso de la reacción total teniendo en cuenta el desplome, obtenemos una excentricidad de 0,32 m, el coeficiente de seguridad es de 2,65.

Estos resultados demuestran que el Cimborrio presenta un coeficiente de seguridad muy elevado, lo que garantiza su estabilidad.



COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS BÓVEDAS DEL CIMBORRIO



7.77

En la imagen **a** se ha modelado la mitad de una bóveda de crucería, en la imagen **b** un octavo de las bóvedas del Cimborrio.

Como se indica en las imágenes la Bóveda 1 de la imagen **a** es la misma que la bóveda 1 de la imagen **b**, y la misma situación se produce para la bóveda 2. Por lo que al ser las dos bóvedas iguales los empujes serán iguales.

Las flechas en rojo indican el empuje lateral distribuido en la clave, las dos flechas en azul son la suma de las anteriores. Por último la flecha azul es el empuje total horizontal en el encuentro con el pilar.

Las bóvedas de la cubierta del Cimborrio se disponen de forma radial. Si comparamos el caso habitual de bóvedas con desarrollo longitudinal, esta organización radial reduce los empujes horizontales.

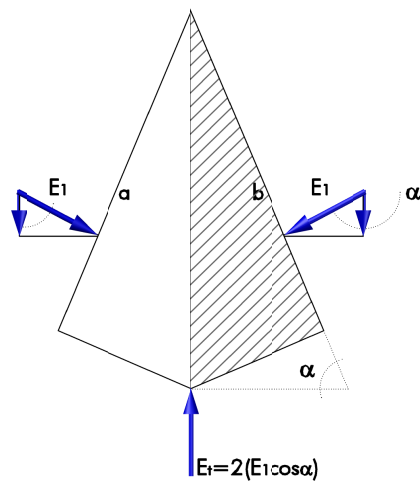
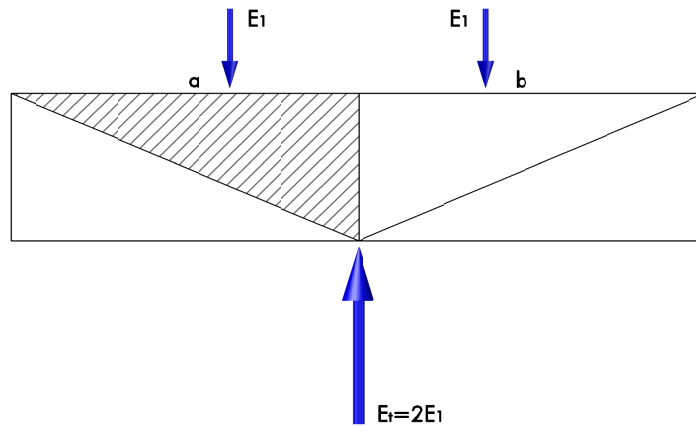
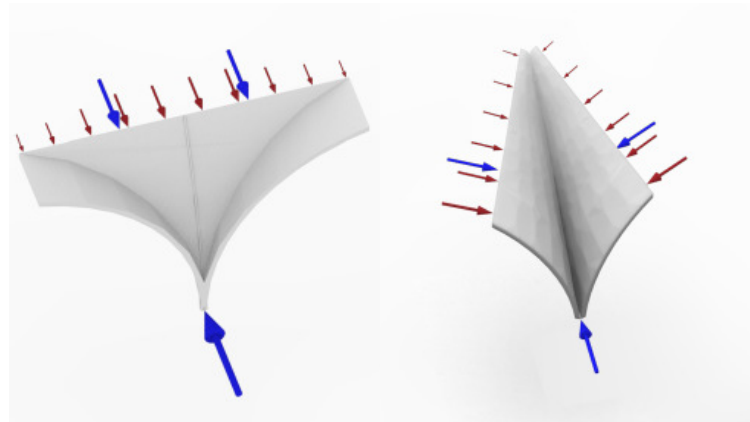
7.78_

Si se comparan los dos sistemas, y para las mismas dimensiones de bóveda, el empuje horizontal total sobre los pilares del Cimborrio resulta inferior al empuje en pilares en la bóveda de crucería.

Las dimensiones de los lados de las bóvedas son las mismas (a, b) en los dos casos. El empuje total E_t en el caso de la bóveda de crucería es el equivalente a $2E_1$.

En las bóvedas del Cimborrio E_t es el doble del coseno del ángulo. Este ángulo queda definido por la perpendicular a la dirección del nervio y la dirección de la clave de la bóveda. El ángulo formado es de 67.5° , y su coseno es 0,38. Por tanto el empuje E_t en la bóveda del Cimborrio es casi la tercera parte del empuje E_t en una bóveda de crucería tradicional.

La disposición de las bóvedas condiciona el comportamiento estructural, reduciendo considerablemente los empujes en los pilares del Cimborrio.



7.4
ANÁLISIS SÍSMICO
MODELO GLOBAL



Para poder realizar un análisis dinámico correcto del Címborio es necesario realizar un modelo global de la Catedral. Este modelo permite considerar el efecto dinámico sobre el Címborio, del crucero, de la nave central y laterales, del ábside, así como de la girola.

El método de cálculo es el mismo que el realizado para el análisis del sistema constructivo de la Catedral. Por tanto se ha empleado la herramienta CAD para elaborar el modelo de cálculo. Posteriormente este modelo se recupera desde el programa de cálculo ANGLE, para la evaluación de la estructura y obtención de resultados.

En el modelo se ha utilizado la geometría original de la Catedral, sin tener en cuenta el trasdosado neoclásico. El modelo representa la situación actual de la Catedral, por tanto se ha considerado la losa de hormigón de la intervención de 1976, sobre la cubierta primitiva.

Además en este modelo se ha incluido el Címborio con su geometría real, es decir se ha levantado a partir de la geometría obtenida del escaneado láser y por tanto reproduce los desplomes, descensos y giros, se trata de un modelo preciso del volumen del Címborio.

A continuación se muestra un listado del número total de elementos que configuran el modelo global:

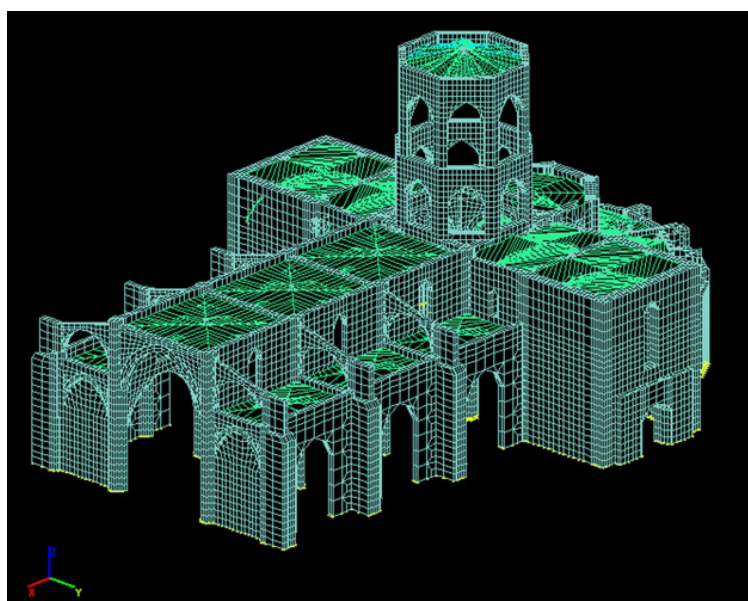
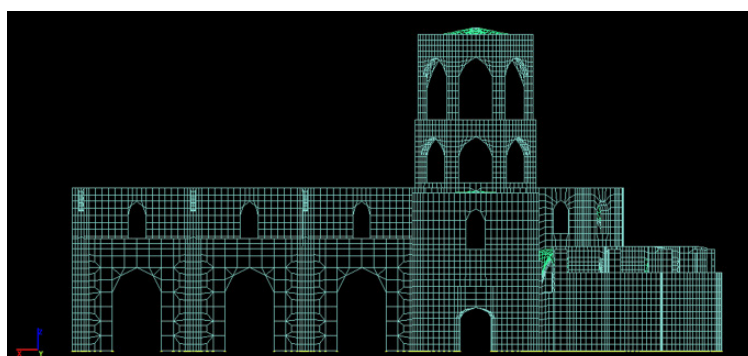
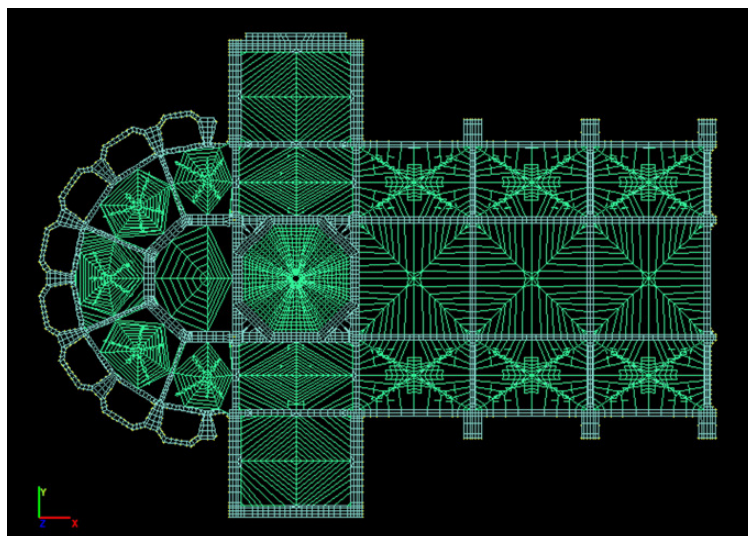
Nodos_ 89068
Sólidos_ 60474
 Tetraedros 12075
 Hexaedros 48098
Láminas_ 13519
Nº de ecuaciones_ 299157

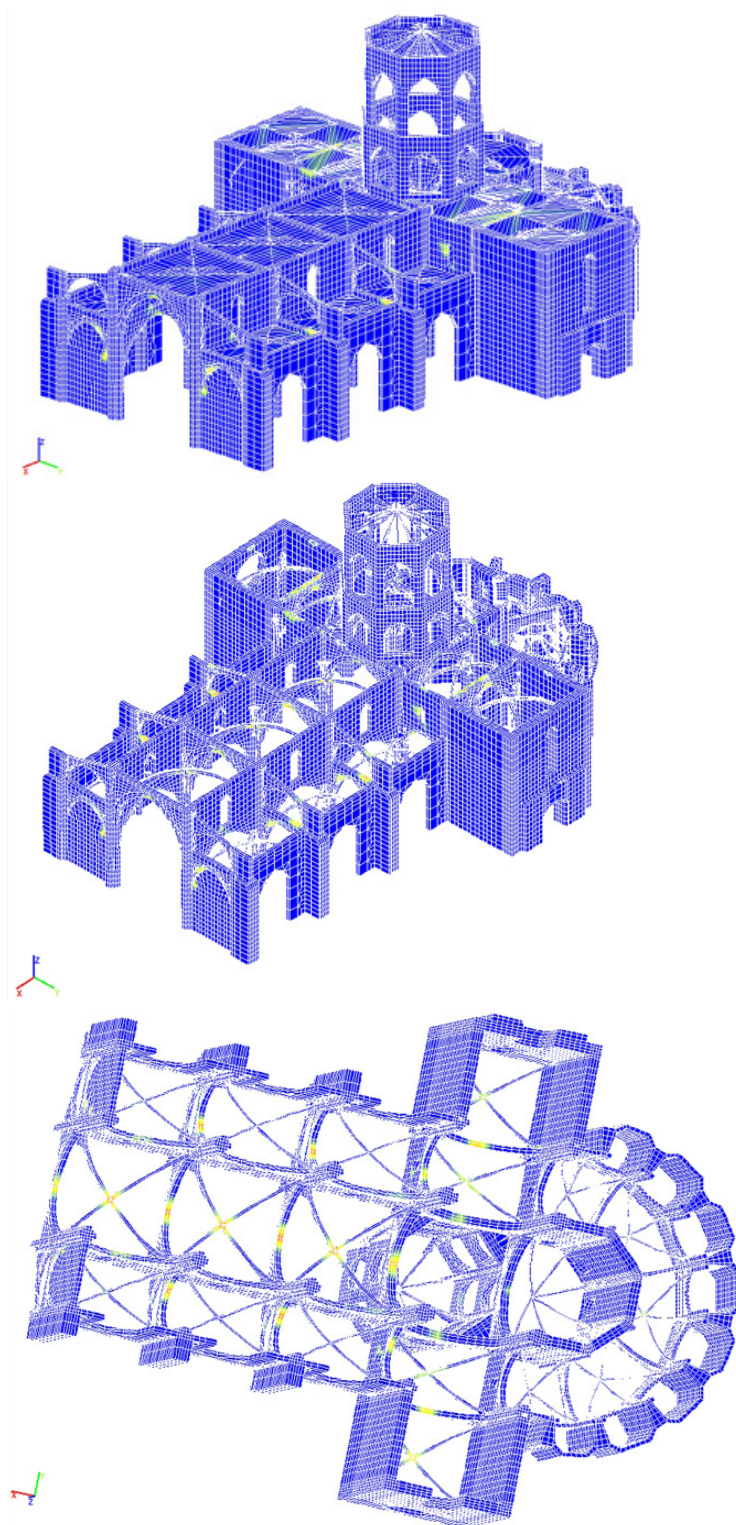
Se realiza un análisis no lineal dinámico, ya que este método es el más ajustado al comportamiento real de la estructura. Este análisis requiere de un tiempo de cálculo muy elevado, en concreto el tiempo computacional ha sido de 58 horas y 24 minutos, lo que demuestra el nivel de complejidad del modelo a analizar.

El apartado de análisis se divide en dos partes: por un lado se recogen los resultados obtenidos a nivel global de la Catedral y por último nos centramos en los resultados del Címborio, mostrando los patrones de daño y el mecanismo de colapso.

7.79_

Planta, alzado lateral y perspectiva del modelo global.





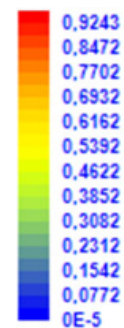
_7.80

Índice de daño en el conjunto de la Catedral para cargas gravitatorias.

Índice de daño correspondiente al paso 11, para el total de las cargas gravitatorias. Las imágenes muestran que el daño se concentra principalmente en el intradós de la clave de los arcos y de los nervios.

Los valores no alcanzan el valor 1 de rotura.

Índice de daño $0 < d < 1$



7.81

Tensiones en el conjunto de la Catedral para cargas gravitatorias.

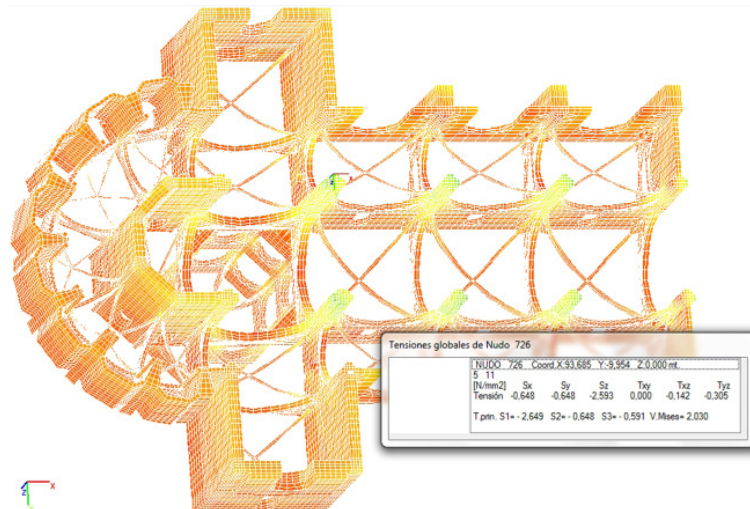
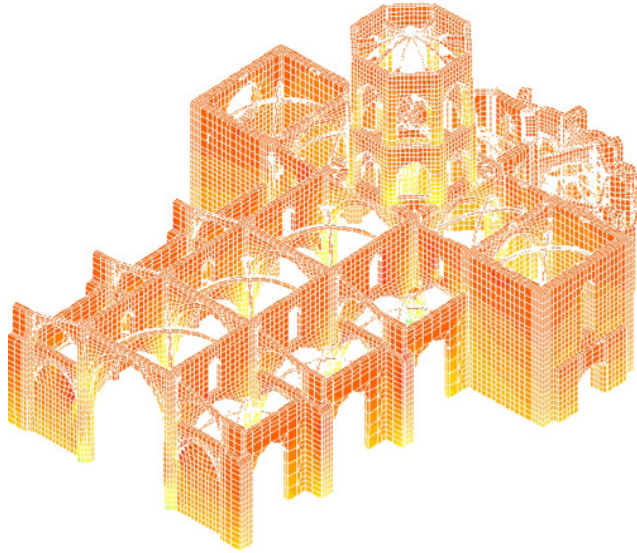
Representación de isovalores correspondientes a las tensiones según eje Z (dirección vertical) en cargas gravitatorias.

Es importante destacar que las tensiones obtenidas en la base de los dos pilares torales del crucero, el del evangelio y el de la epístola, están dentro del mismo orden que las obtenidas en los pilares de las naves. Los valores máximos en las esquinas de las bases son de $2,7 \text{ N/mm}^2$.

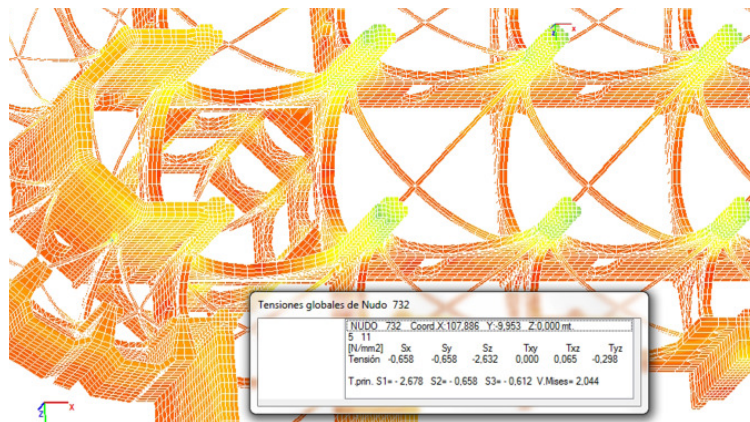
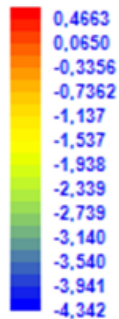
Por tanto el valor S_z obtenido es muy inferior a la resistencia a compresión de la sillería, considerada en el cálculo de 12 N/mm^2 .

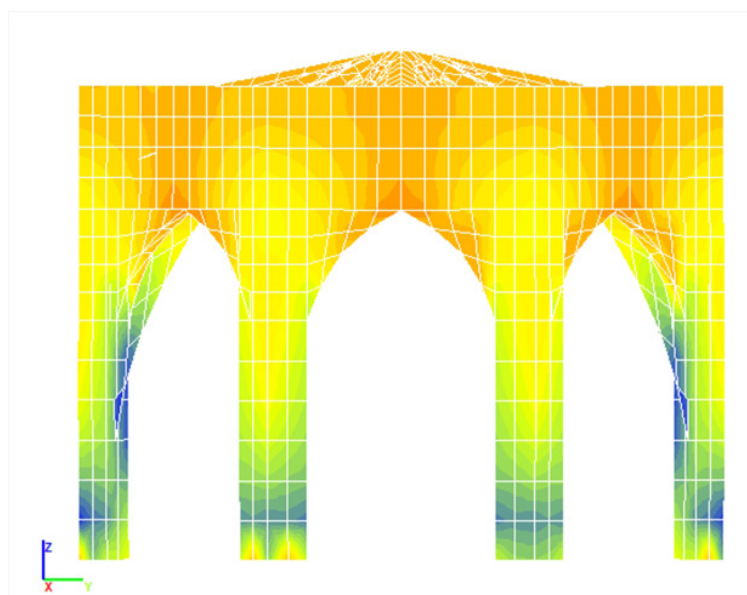
Esto indica que los pesos que soportan los pilares del evangelio, de la epístola y de las naves son aproximados.

Además se han analizado los pilares torales del ábside, los valores de las tensiones son inferiores, con unos valores máximos de $0,9 \text{ N/mm}^2$.



Tensiones SZ N/mm²





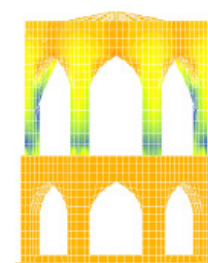
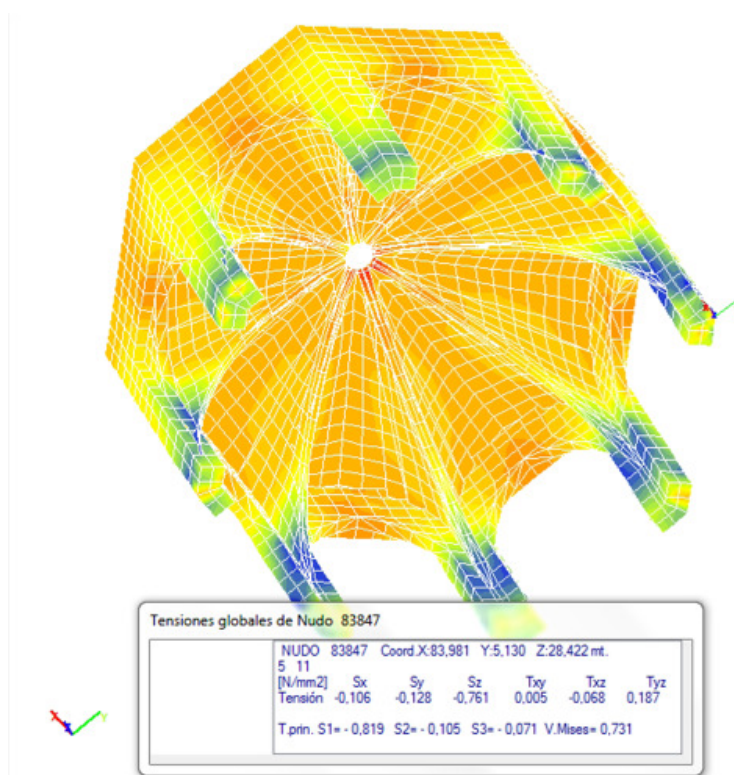
7.82

Tensiones en el segundo cuerpo del Cimborrio para cargas gravitatorias.

Representación de los isovalores correspondientes a las tensiones según eje Z en el segundo cuerpo del Cimborrio (dirección vertical), para cargas gravitatorias.

Las tensiones obtenidas en el arranque de los pilares del segundo cuerpo alcanzan unos valores de $0,7 \text{ N/mm}^2$

Estos valores máximos son muy inferiores a la resistencia a compresión de la sillería.



Tensiones SZ N/mm²



7.83_

Tensiones en el primer cuerpo del Cimborrio para cargas gravitatorias.

Representación de los isovalores correspondientes a las tensiones según eje Z en el primer cuerpo del Cimborrio (dirección vertical), para cargas gravitatorias.

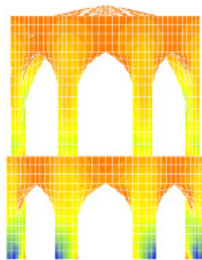
Como es evidente las tensiones han aumentado, con respecto al segundo cuerpo, ya que se analiza el Cimborrio completo.

Las tensiones obtenidas en el arranque de los pilares del primer cuerpo son de 1,029 N/mm².

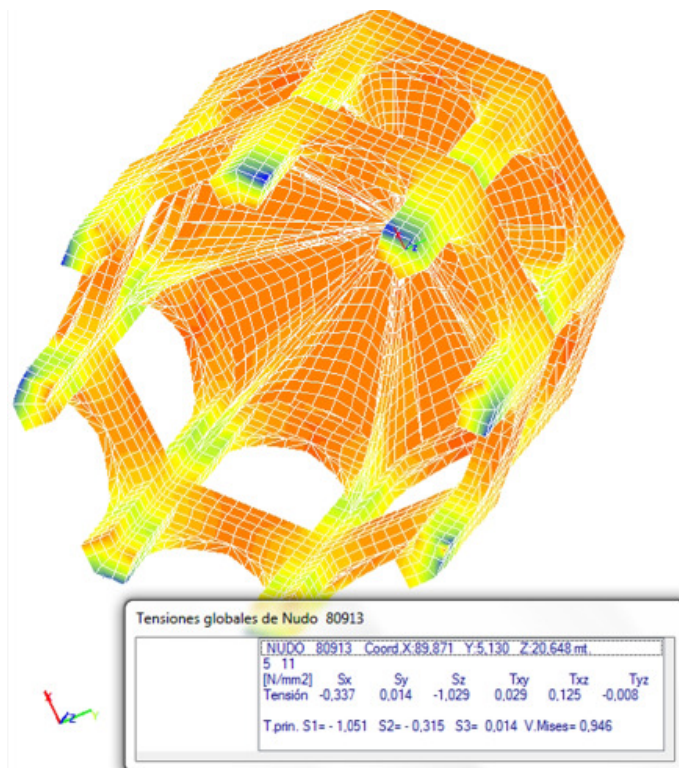
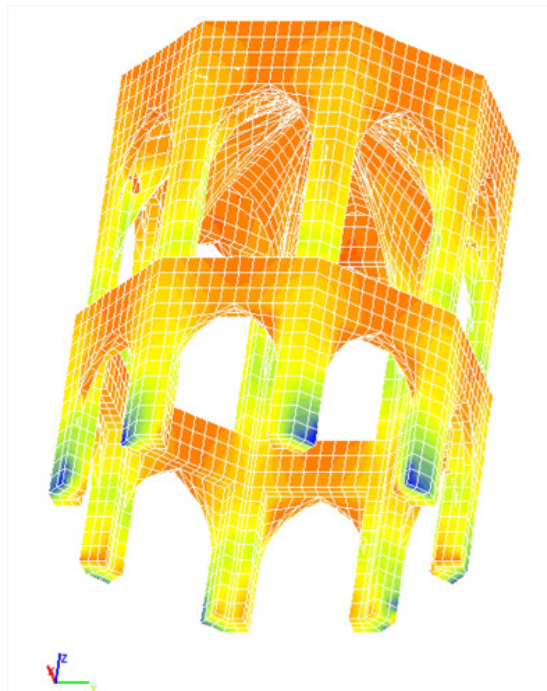
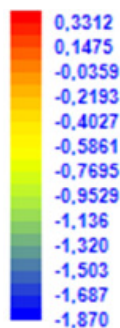
Se han contrastado estos valores con los obtenidos en el análisis límite. La reacción última obtenida era de 1599,88 KN, con una tensión cobari-céntrica de 1,08 N/mm².

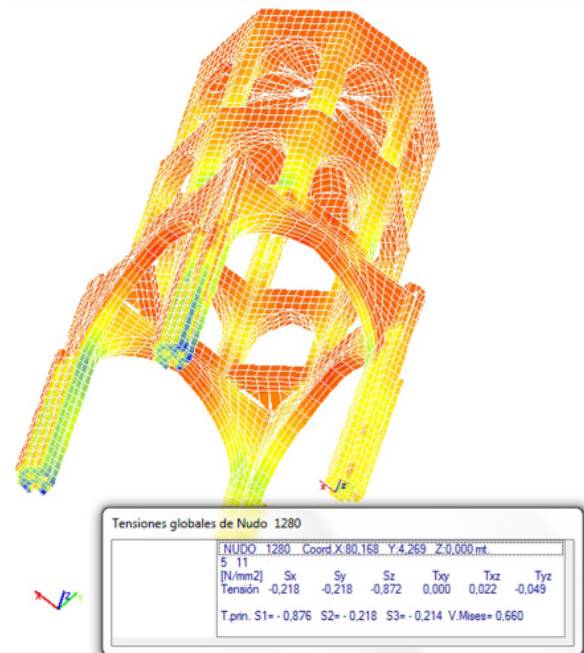
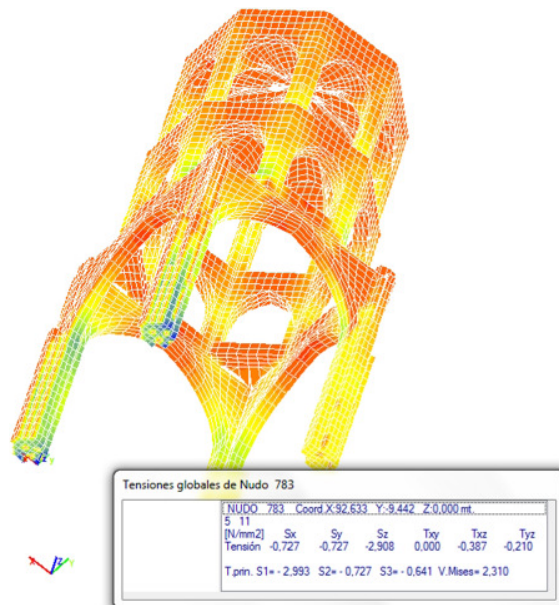
Estos resultados demuestran que a partir de los dos análisis efectuados la tensión obtenida está dentro de los mismos valores.

p.278, f.7.91 _

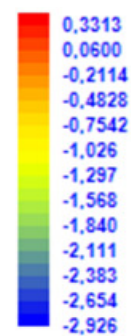


Tensiones SZ N/mm²





Tensiones SZ N/mm²



Pilares	Tensión (N/mm ²)		
	Cimentación	Primer cuerpo	Segundo cuerpo
Nave principal	2,40	-	-
Torales- Evangelio y Epístola	2,80	-	-
Torales- Ábside	0,90	-	-
Cimborrio	-	1,03	0,70

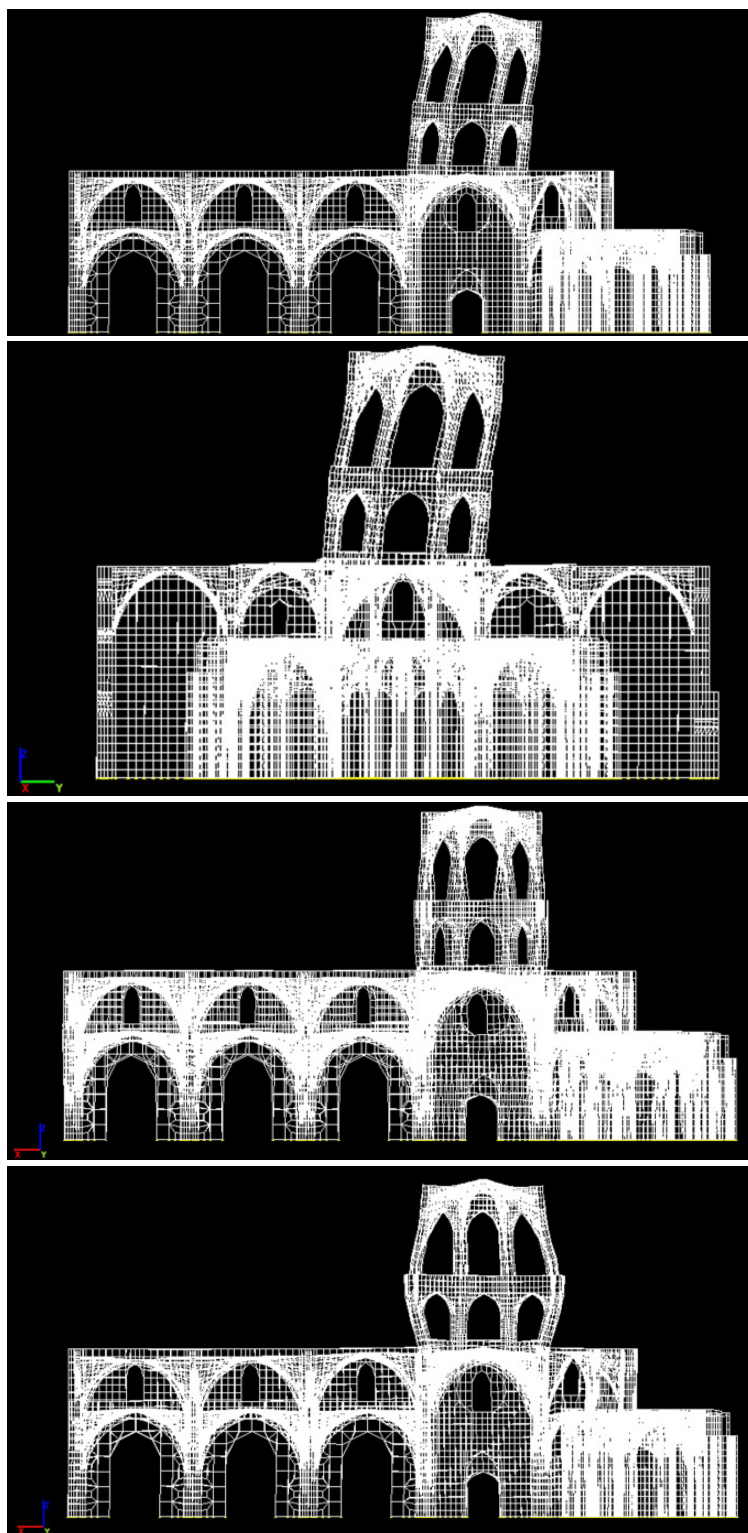
Características dinámicas de la Catedral.

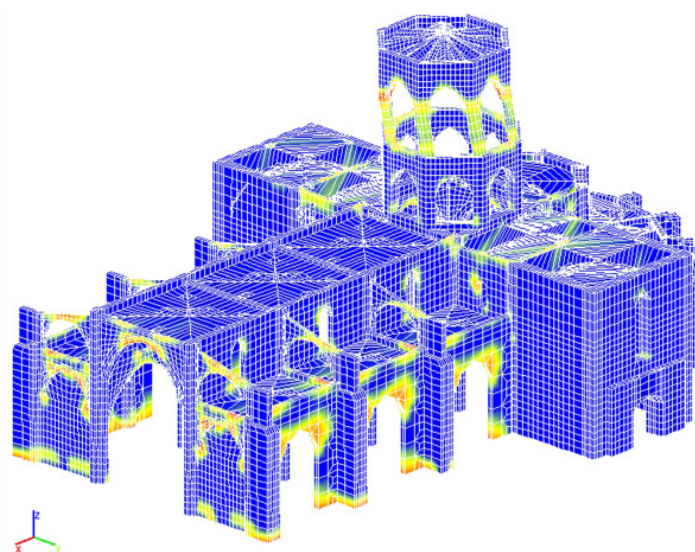
7.85_

Se han considerado un total de 15 modos de vibración. De arriba hacia abajo las deformaciones correspondientes con los modos: 1, 2, 5 y 11.

Como se aprecia en las imágenes podemos distinguir claramente entre dos partes. Por una parte la Catedral con el sistema constructivo del gótico meridional y por tanto responde correctamente frente a esfuerzos de sismo. Y por otro lado el Címborio, que no aplica esta lógica constructiva y por tanto es el elemento débil del conjunto.

La frecuencia del modo fundamental es de 2.92 ciclos por segundo y un periodo de 0.34 segundos.





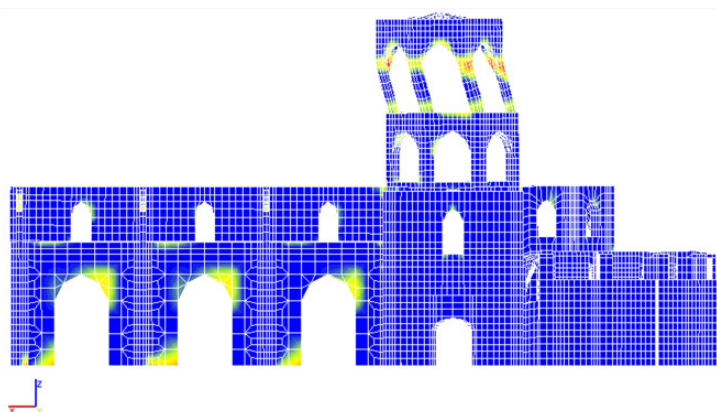
_7.86

Índice de daño en el conjunto de la Catedral para acciones sísmicas.

La imagen muestra el índice de daño en la Catedral correspondiente al segundo 12 para un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años.

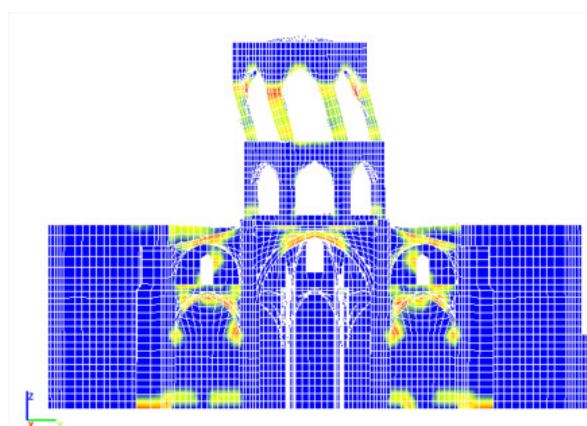
Las máximas deformaciones se obtienen en el segundo cuerpo del Címborio.

En el conjunto de la Catedral el daño se concentra en arbotantes y en huecos de los cerramientos.

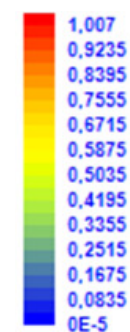


_7.87

Las máximas deformaciones se obtienen en el segundo cuerpo del Címborio, en dirección X, para el segundo 4. El índice de daño máximo en dirección Y, se produce en el segundo 12.



Índice de daño $0 < d < 1$

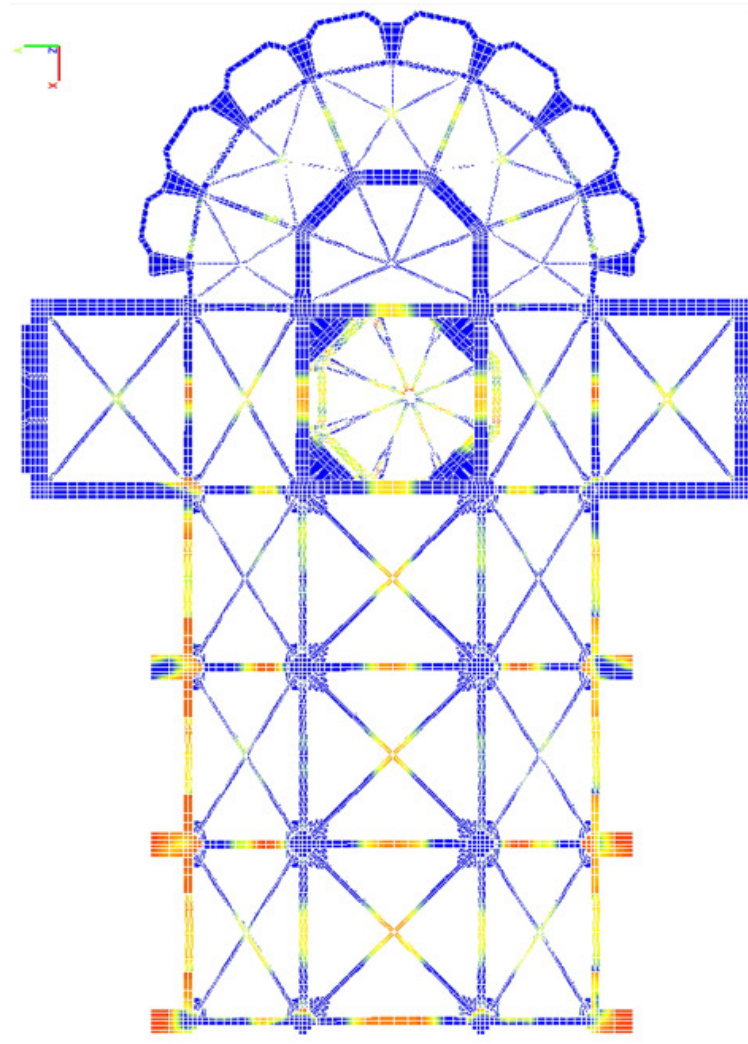


7.88_

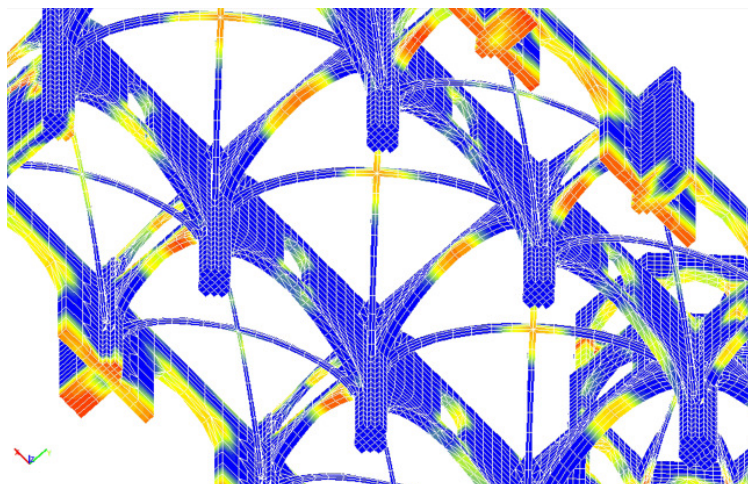
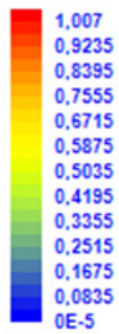
Índice de daño en el conjunto de la Catedral para acciones sísmicas.

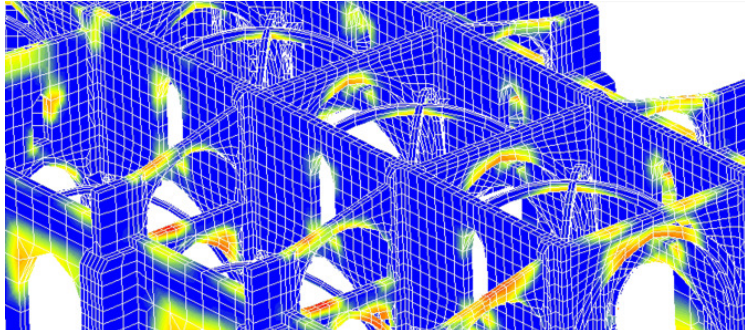
Se indican los puntos de daño en el intradós de claves de nervio y de arcos.

Los resultados de los patrones de daño se asemejan a los que se han obtenido en el capítulo 7.2 de análisis del sistema constructivo.



Índice de daño $0 < d < 1$

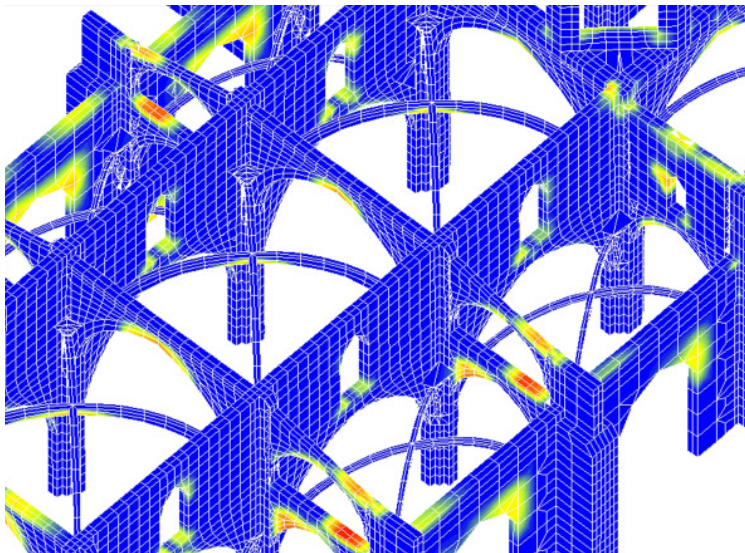




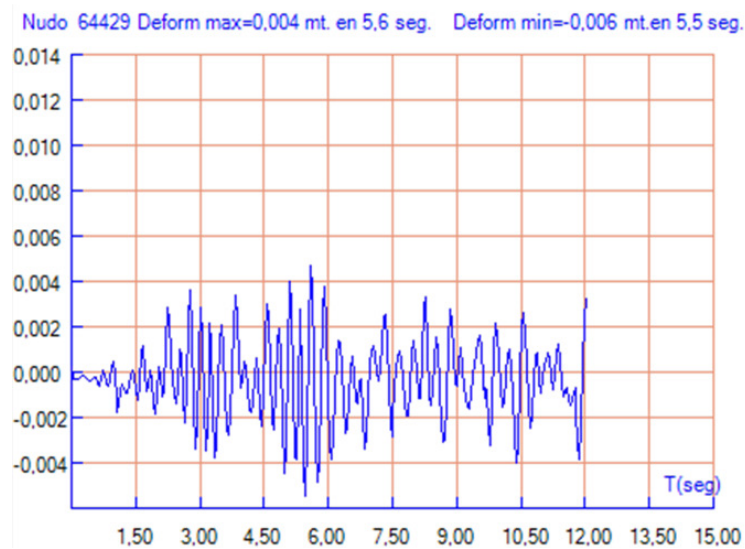
7.89

Índice de daño en el conjunto de la Catedral para acciones sísmicas.

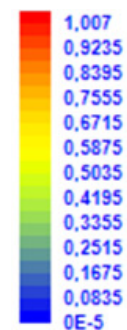
La imagen muestra el índice de daño para el desplazamiento máximo en los arbotantes, correspondiente al segundo 5,6, para un terremoto con un tiempo de retorno de 950 años.



La imagen inferior muestra la gráfica de deformación máxima en los arbotantes, en la dirección transversal a la Catedral.



Índice de daño $0 < d < 1$

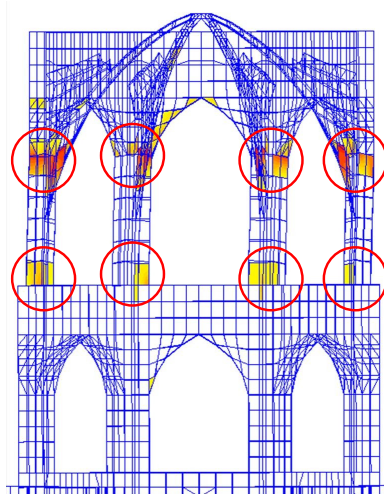
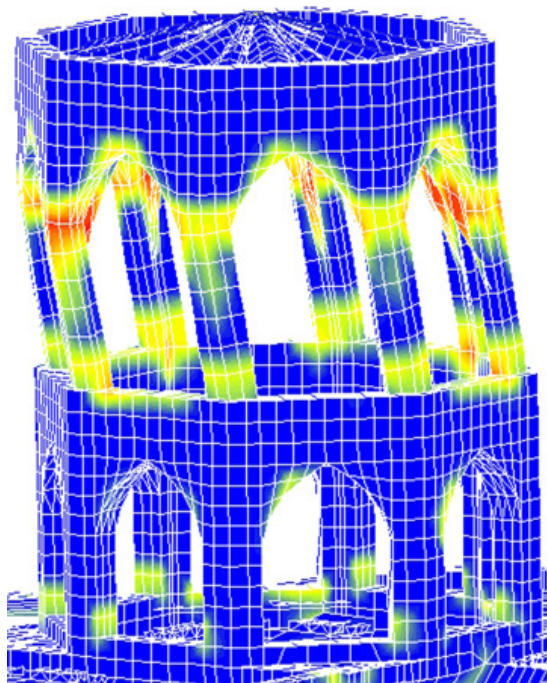


7.90_

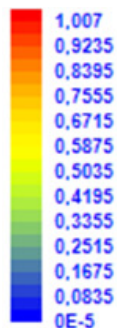
Índice de daño en el Címborio por acciones sísmicas.

Como indican las imágenes los patrones de daño se concentran en el segundo cuerpo del Címborio. En concreto quedan claramente dos zonas definidas, en arranque y en cabeza de los pilares. Por tanto se producen rótulas en los puntos indicados en la imagen inferior.

Se aporta una imagen de la torre campanario del Convento de las Clarisas de Lorca después del terremoto de 2011. Como se observa en la imagen el mecanismo de colapso es semejante.



Índice de daño $0 < d < 1$



Los resultados obtenidos en este apartado se refieren a un sismo previsible con un tiempo de retorno de 950 años, traducido a intensidad MSK de VII. Además se ha realizado un análisis dinámico para un terremoto con un tiempo de retorno de 475 años -intensidad MSK de VI-. Los resultados demuestran que el segundo cuerpo del Cimborrio presenta el mismo mecanismo de colapso que para el sismo de 950 años.

Comparamos los resultados del análisis con los seísmos de los años 1396 y 1748. Seleccionamos estos dos porque son los de mayor intensidad registrados en la provincia de Valencia, según los archivos del Centro Geográfico Nacional, considerados de grado IX de intensidad MSK.

El sismo de 1396 ocurrido el 18 de diciembre tuvo su epicentro en Tavernes de la Valldigna, y el de 23 de marzo de 1748 en Enguera (Valencia).

El grado de intensidad asignado a los terremotos históricos, cuando no se realizaban registros sísmicos, se efectúa por comparación con los daños producidos y las sensaciones que percibía la gente que se describen en los documentos de la época. Y en ambos casos, el terremoto de Tavernes y el de Enguera, se ha calculado por los daños en la zona epicentral.

La distancia de Valencia a Tavernes son 45 km. y a Enguera 65 km; esto implica que la intensidad de estos terremotos en Valencia fué menor que el grado asignado.

Según la documentación histórica de la que disponemos en 1396 sólo estaba construido el primer cuerpo del Cimborrio, pues aparecen escritos que indican que el segundo cuerpo se levanta en los primeros años del siglo XV.

Si la estructura de la Catedral hubiera sido afectada con un movimiento sísmico de tal intensidad, los daños hubieran sido muy severos. Documentalmente se describen una serie de reparaciones en la Catedral después de este terremoto, que indican que los daños no fueron muy extensos.

Por tanto resulta evidente a raíz de los resultados de cálculo contrastados, que la intensidad de los terremotos de 1396 y de 1748 fueron inferiores a VI, ya que el Cimborrio no ha presentado este mecanismo de colapso, además los patrones de daño son muy superiores a las deformaciones reales observadas en la Catedral.



8
CONCLUSIONES



La estructura de la Catedral de Valencia se aparta de los cánones constructivos del gótico centroeuropeo, formando parte de lo que se ha denominado una arquitectura gótica mediterránea.

El trabajo de esta tesis estudia los elementos constructivos de la Catedral, que la hacen diferente y analiza su comportamiento estructural. El cálculo numérico cuantifica la función estructural de cada elemento y aporta los datos para dar razón del por qué de su configuración.

El sistema estructural primario y fundamental lo constituyen dos conjuntos de muros-diafragma. Los muros longitudinales de la nave central y los transversales de cada tramo. Forman una caja rígida de muros de gran potencia.

Los muros transversales se configuran con el arco fajón, como arco diafragmático y los muros contrafuerte, sobre las naves laterales, que se vacían con un arco dando la apariencia de un arbotante.

El arco fajón en un sistema de bóvedas de crucería no tiene una función resistente frente a las cargas gravitatorias. Por tanto la enorme rigidez que se le da sólo se justifica si actúa frente a movimientos horizontales, que sólo pueden ser efecto de los sismos.

Este sistema constructivo, heredado de la tradición romana, eficaz en zonas sísmicas como es la zona del mediterráneo, se conserva ante la aparición de las nuevas formas góticas, provenientes del Norte. Se introducen las bóvedas de crucería y el nuevo estilo en columnas, capiteles, ventanales, nervaduras, etc. pero sobre el esqueleto estructural tradicional de la zona, generando la denominada arquitectura gótica valenciana.

Podríamos decir que la estructura de la Catedral de Valencia no es gótica, presenta un sistema estructural diafragmático enmascarado por el sistema de bóvedas. Se trata de un "sistema híbrido" que adapta lo mejor de las dos tipologías constructivas. Por un lado el abovedamiento que permite configurar un espacio con un mismo estilo, el gótico. Por otro lado los arcos fajones se convierten en diafragmas que garantizan la continuidad con los contrafuertes y generan una estructura muraria que arriostra transversalmente. Un entramado de muros ortogonales que configuran la forma que mejor responde frente a movimientos sísmicos.

Por medio del análisis estructural, utilizando los métodos de cálculo más avanzados en la actualidad, es posible analizar y comparar el comportamiento del conjunto de la Catedral frente a acciones sísmicas. Para este análisis se han elaborado diferentes modelos de cálculo, atendiendo a la presencia o no de determinados elementos constructivos: los arbotantes, los diafragmas y la losa de hormigón de la cubierta (construida durante la intervención de 1978).

LA FUNCIÓN ESTRUCTURAL DE LOS ARBOTANTES

A partir de este análisis se valida la conclusión anterior, además de esta afirmación fundamental se ha conseguido resolver otras dudas de carácter particular:

La incertidumbre en relación a la función estructural de los arbotantes, que surge como consecuencia de su posición, queda resuelta por medio del análisis numérico. Es sabido que los arbotantes se construyen precisamente a la altura del arranque de las bóvedas, con la finalidad de recibir su empuje. Los arbotantes de la Catedral de Valencia se sitúan a una altura superior al arranque de la bóveda de la nave central. **Como demuestran los cálculos el arbotante forma parte de la estructura muraria, su función estructural consiste en garantizar la continuidad entre diafragmas y contrafuertes.** Quizás sería más conveniente hablar exclusivamente de diafragmas y no distinguir entre arbotantes y contrafuertes. Ya que el elemento diafragma, como se ha comentado anteriormente, es un muro perforado por arcos, en este caso el arbotante es el resultado de la perforación del diafragma por el arco de medio punto, que permite el paso en la cubierta de las naves laterales. Por tanto la función de los arbotantes no es únicamente actuar como elemento de evacuación de aguas, sino que es un elemento sustancial para el comportamiento estructural de la Catedral.

DEFORMACIONES EN LA CATEDRAL

Otra de las aportaciones del análisis es la posibilidad de contrastar los resultados obtenidos del cálculo y las patologías reales. Se estudian las deformaciones del modelo considerando la situación primitiva de la catedral, es decir el modelo analizado no contempla la losa de 1976, pero evidentemente sí que se incluyen en el cálculo los elementos originales, que son los diafragmas y los arbotantes. A partir de estos resultados se demuestra que:

_Las deformaciones del modelo en los arcos de las naves laterales coinciden con las deformaciones reales.

_Los patrones de daño obtenidos en los arbotantes del modelo coinciden con las zonas donde aparecieron grietas y actualmente presentan rejuntos.

_Estas deformaciones se deben a esfuerzos horizontales de sismo y no son consecuencia de cargas gravitatorias.

_Las deformaciones en arbotantes sólo se manifiestan en aquellos que pertenecen a la catedral trecentista y no en los construidos en la Arcada Nova (1458).

Esta última observación indica que las deformaciones sobre los arbotantes pueden ser un efecto del terremoto de 1396. Sabemos que el inicio

de la construcción de la Catedral es en 1262. Según los archivos del Centro Nacional de Información Sísmica, el 18 de diciembre de 1396 se produce el terremoto de mayor intensidad (MSK VIII-IX) con epicentro en Tavernes de la Vallidigna. Entre 1262 y 1458 el único terremoto con intensidad capaz de producir las deformaciones existentes en los arcos de las naves interiores y en los arbotantes es el terremoto de 1396.

Un estudio exhaustivo de la geometría de las bóvedas del Címborio permite concluir que estamos ante una **concepción estructural avanzada respecto a su época**.

La extraordinaria esbeltez de las pilastras, construidas sin arbotantes o contrafuertes, indica que los constructores dominaban los conocimientos de equilibrio con gran maestría y sólo es posible que se atrevieran a levantar el Címborio sin contrafuertes si conocían que las bóvedas dispuestas radialmente empujaban mucho menos que si se construían linealmente.

Las ocho bóvedas radiales del Címborio producen un empuje horizontal que es casi la tercera parte de las mismas bóvedas dispuestas en forma lineal.

Este aspecto al parecer es desconocido tanto por Tomás Tosca como por otros comentaristas posteriores, que disertan sobre las razones del extraordinario equilibrio del Címborio aportando diversos razonamientos, pero ninguno sobre la configuración radial de las bóvedas como causa principal del equilibrio.

A partir del análisis límite se ha demostrado que el Címborio **es estable frente a cargas gravitatorias**. La resultante de las presiones se sitúa en el tercio central de la sección en el arranque de los pilares, lo que supone un alto grado de seguridad.

Los desplomes detectados reducen el coeficiente geométrico de seguridad pero no suponen un riesgo para su estabilidad.

También podemos afirmar que **los desplomes y descensos medidos no se deben a los empujes de las bóvedas del Címborio, sino que son consecuencia de antiguos asientos del terreno**.

Por medio del levantamiento gráfico del Címborio, se han cuantificado los descensos y desplomes reales actuales y se ha comprobado que coinciden con los datos aportados por el encargado de obras Tirso de Ávila. Los descensos medidos en el descalce de la cimentación de los pilares del evangelio y de la epístola coinciden con los obtenidos directamente sobre planos.

Además a partir de los resultados de la geometría real se ha podido realizar una comparativa con el trazado que elaboró Tosca. Se obtienen diferencias al disponer de una geometría precisa que permi-

CONCLUSIONES CIMBORRIO

te marcar con exactitud la geometría subyacente. Estas diferencias radican por ejemplo, en la situación de los centros del trazado de las curvas de los arcos. Quizás la conclusión más importante es que la forma principal que proporciona el trazado de los huecos de los cerramientos del segundo cuerpo es el cuadrado.

Los resultados del cálculo frente a sismos con periodos de retorno de 475 y 950 años (MSK - VI y VII), muestran que el Cimborrio es muy vulnerable a los terremotos.

Los resultados obtenidos demuestran dos partes con un comportamiento estructural claramente diferenciado. Una parte se corresponde con las naves, crucero y girola de la Catedral, sistema constructivo propio del gótico meridional. Se trata de un volumen rígido que responde eficazmente frente a esfuerzos horizontales. Por el contrario el Cimborrio es el elemento débil del conjunto, es un volumen que responde, con su esbeltez y ligereza, al gótico tradicional. Frente a la rigidez del conjunto de la Catedral, el Cimborrio presenta un mecanismo de colapso formando rótulas en arranque y cabeza de las ocho pilastras del segundo cuerpo.

Es importante contrastar los resultados obtenidos con los datos históricos. Sabemos que el segundo cuerpo se construye posterior al terremoto de 1396, también sabemos que como consecuencia de los daños ocasionados se realizan trabajos de reforma en el primer cuerpo. Estos daños hacen referencia a maineiles, vidrieras... pero no se habla de daños estructurales severos en elementos estructurales. Probablemente el correcto funcionamiento del primer cuerpo sea el motivo para construir el segundo. Por otro lado si el segundo cuerpo se hubiera construido anterior a 1396, es probable que la imagen actual que tenemos del Cimborrio no sería la misma.

INTERVENCIONES HISTÓRICAS

En relación a los resultados del análisis podemos obtener conclusiones sobre las actuaciones realizadas en la intervención de 1976:

Los modelos en lo que se ha tenido en cuenta la losa de hormigón armado en la cubierta de la Catedral, se ha comprobado que la construcción de esta losa resulta beneficiosa. Frente a la opinión generalizada de que el aumento de peso en cubierta supone la modificación del comportamiento dinámico del edificio, siendo perjudicial frente a los movimientos sísmicos. Resulta que en este caso la introducción de esta losa de hormigón supone un aumento de peso en la cubierta que es muy bajo en relación al peso total, por lo que no modifica las propiedades dinámicas. Por el contrario **la losa de hormigón incrementa la rigidez del conjunto, atando los muros longitudinales y los diafragmas, favoreciendo el comportamiento antisísmico.**

A lo largo de la historia del Cimborrio se han realizado intervenciones de atado por previsión de un posible colapso, provocado por el empuje de las bóvedas.

A partir de los resultados obtenidos del estudio de la geometría de las bóvedas, se ha demostrado que los empujes son absorbidos perfectamente por las pilastras. Además por medio del análisis numérico se ha demostrado que la rotura frente a sismo se produce en el arranque y cabeza de las pilastras del segundo cuerpo.

La función de estos perfiles perimetrales sería la de atado frente a las cargas gravitatorias, por tanto no son necesarios.

En caso de producirse un terremoto esta actuación no supone una mejora del comportamiento estructural del Cimborrio frente a esfuerzos sísmicos.

En relación al macizado de los huecos de paso del primer cuerpo, este refuerzo tampoco sería necesario frente a cargas gravitatorias.

La actuación realizada en la cimentación consistió en un recalce por medio de tres vigas de hormigón armado con forma de U. En los resultados obtenidos del cálculo, los descensos que se han producido, o bien se deben al terreno -se puede haber superado la tensión admisible del terreno- o a una cimentación insuficiente. En cualquier caso **la intervención realizada en cimentación aumenta la superficie de apoyo, y actúa como atado, con lo que resulta favorable para los dos casos.**

Como conclusión y retomando el párrafo con el que se iniciaba esta Tesis:

“...nivel de protección monumental nivel 1, asignado a aquellas construcciones que deben ser conservadas en toda su integridad independientemente de su estado físico como consecuencia de su carácter monumental, por razones artísticas e históricas, cuya finalidad es la de preservar sus características arquitectónicas originales, y su recuperación monumental y funcional.”

¿Se debería adoptar una intervención preventiva que, aplicando “la lógica constructiva sísmica”, permita que El Cimborrio permanezca en el futuro?



9 INVESTIGACIONES FUTURAS



Como respuesta a la pregunta con la que se concluye esta tesis y considerando el mecanismo de rotura del segundo cuerpo del Cimborrio, una primera línea de investigación es plantear una posible actuación de refuerzo como intervención preventiva. Basada en el refuerzo de las zonas donde se producen las rótulas, que permita modificar el comportamiento dinámico del Cimborrio y evite el colapso frente a un terremoto de tales características. Consistiría en la elaboración de un modelo de cálculo, que basado en el mismo proceso de análisis efectuado en esta tesis, permita profundizar y valorar el sistema de refuerzo planteado, así como su efectividad, de forma que encontremos el refuerzo más adecuado que mejore el comportamiento estructural del Cimborrio frente a acciones sísmicas.

—

En relación al punto anterior otra línea de investigación se centraría en el estudio de la recuperación del carácter funcional del Cimborrio. Utilizado como fondo de representación de actos en los que se hacía uso de los pasos del primer cuerpo. Actualmente anulados al cegarlos con hormigón, para aumentar la sección de las pilastras debido a la incertidumbre de la estructura.

—

Otro punto interesante sería la elaboración de un modelo de análisis límite que permita establecer el desplome máximo en el Cimborrio, que suponga la pérdida de estabilidad frente a las cargas gravitatorias.

—

Para llevar a cabo las dos líneas anteriores sería necesario plantear previamente una línea de investigación que consistiría en ejecutar técnicas de reconocimiento que permitan determinar:

—

_Las características del terreno, por medio de ensayos geotécnicos.

_La disposición constructiva de las cubiertas, por medio de técnicas como la cámara termográfica. Se trata de establecer con exactitud las medidas y contrastar con las interpretaciones constructivas elaboradas en la Tesis.

_La composición y espesor de los senos de las bóvedas y la composición constructiva de los pilares, que por medio de catas permita determinar las propiedades del núcleo central, el trasdosado de fábrica de ladrillo y el aplacado del revestimiento de piedra.

Otra línea de investigación sería, por medio del Escáner Láser, realizar un levantamiento geométrico completo de la Catedral.

—

Otro punto sería extender el estudio que se ha hecho de la Catedral de Valencia a otros edificios singulares del gótico Mediterráneo. Obteniendo resultados que posibiliten plantear intervenciones preventivas que aseguren el patrimonio arquitectónico frente a un posible sismo.

—



ALDANA FERNÁNDEZ, S. "Antonio Gilabert. Arquitecto Neoclásico", Valencia, Institución Alfonso el Magnánimo, Servicio de Estudios Artísticos, 1955

ALMAGRO GORBEA A., ZARAGOZÁ CATALÁN A., SOLER VERDÚ R. and MARÍN SÁNCHEZ, R., "Construyendo bóvedas tabicadas: actas del Simposio Internacional sobre bóvedas tabicadas, Valencia: Editorial Universitat Politècnica de València, 2012

ALMELA Y VIVES, F. "La Catedral De Valencia", Colecció Sant Jordi, Series, vol. 2, 1927

ALONSO DURÁ, A. "Un Modelo De Integración del Análisis Estructural en Entornos CAD, para Estructuras de Edificación", Universidad Politécnica de Valencia, 2003

ALONSO DURÁ, A. and MARTÍNEZ BOQUERA, A. "La Comprensión de la Tracción", *Construyendo Bóvedas Tabicadas, Actas del Simposio Internacional sobre bóvedas tabicadas*, 2011

ALONSO DURÁ, A., MARTÍNEZ BOQUERA, A. and LLOPIS PULIDO, V. Analysis and Characterization of Earthen Architecture as a Structural Material: The Corbelled Course Domes in Syria, 2012

ALONSO DURÁ, A., MARTÍNEZ BOQUERA, A., MORENO PUCHALT, J. and LLOPIS PULIDO, V. "Analysis and Rehabilitation of San Miguel Arcángel Church in Jalance", Green Lines Institute, Valencia, 2012

ALONSO, A., MARTÍNEZ, A., LLOPIS, V. and MORENO, J. "Construction and Structural Analysis of the Dome of the Cathedral of Valencia", Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS 2013, 2013. pp. 698-704

ALONSO, A. and PÉREZ GARCÍA, A. "Manual De Usuario Del Programa CID", 2002

ANDREU, A., GIL, L. and ROCA, P. "Limit Analysis of Masonry Constructions by 3D Funicular Modelling", Structural Analysis of Historical Constructions, 2006. pp. 1135-1142

ANDREU, A., GIL, L. and ROCA, P. "Computational Analysis of Masonry Structures with a Funicular Model", Journal of Engineering Mechanics, vol. 133, no. 4. pp. 473-480, 2007

ANDREU, A., GIL, L. and ROCA, P. A "New Deformable Catenary Element for the Analysis of Cable Net Structures", Computers &

Structures, 11, vol. 84, no. 29–30. pp. 1882-1890 ISSN 0045-7949, 2006

ARREDONDO, F. "Estudio De Materiales: Las Rocas En La Construcción" I, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1969

ASTERIS, P.G., et al. "Seismic Vulnerability Assessment of Historical Masonry Structural Systems". *Engineering Structures*, 3/15, vol. 62–63, pp. 118-134, 2014

AVILA, F.B. and MORO, J.M. "Evolución de los Sistemas de Cubierta sobre la Construcción abovedada en la Arquitectura Religiosa de la Comunidad Valenciana, entre los Siglos XIV y XVIII", 1996

BAKER, Ira Osborn. "A treatise on masonry construction", J. Wiley & sons, 1914

BARBAT, A. H.; and CANET, J. M. "Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas: Cálculo por Ordenador", Centro internacional de métodos numéricos en Ingeniería, 1994

BASSEGODA NONELL, J. "La Construcción de las Bóvedas Góticas Catalanas", 1989

BEITIA, S.S. "Stress Analysis of the Piers of the Tarazona Cathedral (Zaragoza - Spain) by Means of the Hole-Drilling Technique". *Construction and Building Materials*, vol. 22, no. 5. pp. 966-971, 2008

BERCHÉZ, G., J. "La Arquitectura Barroca. La Ciudad de Valencia, Geografía y Arte", pp. 324-333, 2009

BERCHÉZ, J. "Arquitectura Renacentista Valenciana (1500-1570)", pp. 119, 1994

BERCHÉZ, J. and ZARAGOZÁ, A. "Iglesia Catedral Basílica Metropolitana de Santa María", Valencia, Generalitat Valenciana, Conselleria de Cultura, Educació i Ciència, 1995

BERCHÉZ, J. "Los Comienzos de la Arquitectura Académica en Valencia, Antonio Gilabert", Valencia, Federico Doménech, 1987

BETTI, M., ORLANDO, M. and VIGNOLI, A. "Static Behaviour of an Italian Medieval Castle: Damage Assessment by Numerical Modelling", *Computers and Structures*, 2011, vol. 89, no. 21-22. pp. 1956-1970 SCOPUS.

BETTI, M. and VIGNOLI, A. "Numerical Assessment of the Static and Seismic Behaviour of the Basilica of Santa Maria all'Impruneta

(Italy)", *Construction and Building Materials*, vol. 25, no. 12. pp. 4308-4324, 2011

BETTI, M. and VIGNOLI, A. "Assessment of Seismic Resistance of a Basilica-Type Church Under Earthquake Loading: Modelling and Analysis" *Advances in Engineering Software*, 4, vol. 39, no. 4. pp. 258-283, 2008

BETTI, M. and VIGNOLI, A. "Modelling and Analysis of a Romanesque Church Under Earthquake Loading: Assessment of Seismic Resistance", *Engineering Structures*, 2, vol. 30, no. 2. pp. 352-367 ISSN 0141-0296, 2008

BLOCK, P. and LACHAUER, L. "Three-Dimensional Funicular Analysis of Masonry Vaults", *Mechanics Research Communications*, vol. 56. pp. 53-60, 2014

BOQUERA MARTINEZ, A., ALONSO DURÁ, A., MAZARREDO AZNAR, L. and LLOPIS PULIDO, V. "Análisis Estructural de la Cúpula de la Iglesia de Todoilella", *ARCHE*, no.4-5, pp 439-446, 2010

BOQUERA, A.M., DURÁ, A.A., VERDU, R.S. and ESTRELA, A.S. "Reinforcement Work Carried Out on the Todoilella Parish Church After the Collapse of a Pilaster Supporting the Classical Style Dome", Castellon, Spain. pp. 1269-1275.

BOQUERA, A.M., DURÁ, A.A. and PULIDO, V.L. "Structural Analysis for the Diagnosis of Crackings in the Gothic Masonry Structure of the Vaults of Trinidad Bridge in Valencia", Spain. , 2007

BOSCH ROIG, Lluís, et al. "Consolidación Estructural de los Puentes de Serranos y de la Trinidad de Valencia. Proceso y Ensayos de puesta en Obra", Instituto Universitario de Restauración del Patrimonio de la UPV, 2008

BOSCH, A.N., SEVILLA, L.L., BOQUERA, A.M. and DURÁ, A.A. "Origen, Influencias y Realidad en la Construcción del Puente de Trinidad de Valencia", Instituto Juan de Herrera, 2009

BRACONS, J., PLADEVALL I FONT, A. and FREIXAS I CAMPS, P. "Arquitectura I: Catedrals, Monestirs i Altres Edificis Religiosos" 1. Barcelona, Enciclopèdia Catalana, 2002

BUCHER, F. "Medieval Architectural Desing Method", 800-1560. Gesta, vol. 11. pp. 37, 1972

BUCHER, F. "Design in Gothic Architecture: A Preliminary Assessment", *Journal of the Society of Architectural Historians*, vol. 27, pp. 49, 1968

BUSTAMANTE, A.O., CARBO, G.R. and MONDRAGÓN, F.P. "Evaluación Sísmica de Construcciones Históricas de Mampostería: Comparación de tres modelos de Análisis", *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 077. pp. 71-88, 2007

CAMUÑAS PAREDES, A. "Materiales de Construcción", Madrid, Latina, 1980

CAR, E.J., ALMANSA, F.L. and OLLER, S. "Estructuras Sometidas a Acciones Dinámicas", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), 2000

CASATI CALZADA, M.J. and GÁLVEZ RUIZ, J.C. "The Influence of the Masonry Mechanical Properties in the Structural Behaviour of the Leon's Cathedral", *Materiales De Construcción*, vol. 59, no. 294. pp. 75-96, 2009

CASOLO, S.; and SANJUST, CA. "Seismic Investigation on the Cathedral of Syracuse by Finite Elements and by a Specific Rigid Body and Spring Model", *Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture STREMAH X*, Prague, 2007

CASOLO, S. and SANJUST, C.A. "Seismic Analysis and Strengthening Design of a Masonry Monument by a Rigid Body Spring Model: The "Maniace Castle" of Syracuse", *Engineering Structures*, 7, vol. 31, no. 7. pp. 1447-1459, 2009

CASSINELLO PLAZA, M. "Trazado y Estabilidad de la Arquitectura Gótica", *Cuadernos Intemac*, vol. 53, 2004

CASSINELLO PLAZA, María J. et al. "Geometría y Proporción en las Estructuras: ensayos en honor de Ricardo Aroca". Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 2010

CASSINELLO, P. "Influencia de los Terremotos Históricos en la Construcción de las Catedrales Góticas Españolas", *Annali Di Architettura: Rivista del centro Internazionale di Studi di Architettura "Andrea Palladio"*, Issue 17, pp.9-20, no. 17, pp. 9-20 ISSN 1124-7169, 2005

CHABÁS LLORENS, R., Índice del Archivo de la Catedral de Valencia. Valencia: Conselleria de Cultura, Educació i Ciència, 1997

CHAMORRO TRENADO, Miguel Angel. La Tecnología Constructiva en Época Medieval: L'Exemple de l'Església de Sant Feliu de Girona. *Actes d'Història de la Ciència i de la Tècnica*, vol. 1, no. 1, pp. 479-490, 2008

CHAPAPRÍA, J.E. and VERDÚ, R.S. "Operaciones de Conservación y Mantenimiento en la Puerta de los Apóstoles de la Catedral de Valencia, España", *Informes de la Construcción*, vol. 48, no. 445. pp. 71-84, 1996

CHOPRA, A.K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 2001.

CHOPRA, Anil K. "Dynamics of Structures", Prentice Hall, New Jersey, 1995

CID PRIEGO, C., "La Porta del Palau de la Catedral de Valencia", *Revista Saitabi*, vol. 39-42. pp. 73-120, 1953

CODE UIC 778-3. "Recomendations pour l'Évaluation de la capacité portante des Ponts-Voûtes existants en maçonnerie et béton", Union Internationales des Chemins de Fer. , 1995

CONCEPCIÓN DOMINGO, R.I., NAVARRO ESTEVE, P.J., "Levantamiento Fotogramétrico del Aula Capitular Antigua de la Catedral de Valencia", Valencia, Universidad Politécnica de Valencia Escuela Técnica Superior de Ingeniería Geodésica, Cartográfica y Topográfica, 1999

CRESPO GODINO, D., et al. "Análisis Gráfico de la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia", Valencia, Universidad Politécnica de Valencia, 2005

CROCI, G., "The Colosseum: Safety Evaluation and Preliminary Criteria of Intervention", *Structural Analysis of Historical Constructions*, Barcelona, 1995

CROCI, G. "General Methodology for the Structural Restoration of Historic Buildings: The Cases of the Tower of Pisa and the Basilica of Assisi", *Journal of Cultural Heritage*, 1, vol. 1, no. 1. pp. 7-18 ISSN 1296-2074, 2000

D'AVINO, S. "La Técnica Constructiva del Patrimonio Histórico-Arquitectónico en zonas sísmicas", Instituto Juan de Herrera, 2009

DE LA ROSA, José Antonio Ruiz. "Fuentes para el estudio de la geometría fabrorum. Análisis de documentos". *Actas del Cuarto Congreso Nacional de Historia de la Construcción*: Cádiz, Instituto Juan de Herrera, pp. 1001-1008, 2005

DE ORELLANA, M.A. and CORBÍ Y DE ORELLANA, C. "Valencia Antigua y Moderna", Valencia, París-Valencia, 1985

DE ZÁRRAGA MATA, S. "La Catenaria en Arquitectura", Universidad Politécnica de Madrid

DURÁ, A.A. and BOQUERA, A.M. "Diagnóstico sobre el comportamiento estructural de la Cúpula de las Escuelas Pías de Valencia", *Restauración & Rehabilitación*, no. 74. pp. 54-57, 2003

DURÁ, A.A. and BOQUERA, A.M. "Técnicas de Diagnóstico Estructural en las Estructuras Históricas: Análisis de la Cúpula de San Miguel de los Reyes (Valencia)", *Loggia: Arquitectura y Restauración*, no. 14. pp. 162-171, 2002

DURÁ, A.A., BOQUERA, A.M. and PULIDO, V.L. "Analysis and Characterization of Earthen Architecture as a Structural Material: The Corbelled Course Domes in Syria", pp. 445-450, 2012

DURÁ, A.A., GÓMEZ-YGUAL, J.G., PUCHALT, J.M. and PULIDO, V.L. "Arquitectura Religiosa: Análisis Constructivo y Estructural", Instituto Juan de Herrera, 2011

ESCOLANO, G. "Década Primera de la Historia de la Insigne y Coronada Ciudad y Reino de Valencia", Universitat de València, Departamento de Historia Moderna, Primera Parte, Libro V, Valencia, Universitat de València, 1610-1972

ESLAMI, A., RONAGH, H.R., MAHINI, S.S. and MORSHED, R. "Experimental Investigation and Nonlinear FE Analysis of Historical Masonry Buildings, a Case Study", *Construction and Building Materials*, vol. 35. pp. 251-260, 2012

ESTEBAN CHAPAPRÍA, J. "Las Restauraciones de la Catedral de Valencia, veinte años después", Vitoria-Gasteiz, 1998

ESTEBAN CHAPAPRÍA, J. "Algunas notas sobre la Restauración de la Puerta de los Apóstoles de la Catedral de Valencia (España)", *Informes De La Construcción*, vol. 45, no. 427, pp. 57-65, 1993

EUROCODE, CEN. 8: Design of Structures for Earthquake resistance Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998-1: 2004). European Committee for Normalization, Brussels, 2004

FUENTES, P., et al. "Forma, Construcción y Estabilidad del Címborio de la Seo de Zaragoza", *Actas del Séptimo Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, pp. 431, 2011

GARCÍA ARES, J. and GIL CRESPO, I. "The Ciborium or Lantern Tower of Valencia Cathedral: Geometry, Construction and Stability", París, 2012

GARCÍA VALLDECABRES, J. L., *La Métrica y las Trazas en la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia*. Tesis. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Expresión Gráfica Arquitectónica, 2010

GAVARA PRIOR, J., "La Seu de la Ciutat: Catàleg de Plànols, Traces i Dibuixos de l'Arxiu de la Catedral de València", 1996

GINER, J.J., MOLINA, S. and JÁUREGUI, P.J., "Sismicidad En La Comunidad Valenciana", *Física de la Tierra*, vol. 15. pp. 163-187, 2003

GINOVART, J.L. and COSTA, A. "La bóveda y el Trespol. Cobertura y estructura del Gótico Meridional", *Actas Del Octavo Congreso Nacional de Historia de La Construcción*, pp. 529-536, 2013

GOERLICH, D.B. "Revestimientos Barrocos Levantinos", *Institución Fernando el Católico*, 2010

GOITIA, F.C. "El Miguelete de Valencia", *Archivo de Arte Valenciano*, no. 62. pp. 3-12, 1981

GÓMEZ FERRER, M. and ZARAGOZA, A. "Lenguajes, Fábricas y Oficios en la Arquitectura Valenciana del Tránsito entre la Edad Media y la Edad Moderna (1450-1550)", *Artigrama*, no. 23. pp. 149-184, 2008

GONZÁLEZ, M.S. "El Cimborrio y otras soluciones a las Cubiertas en la Arquitectura Altomedieval", *Instituto Juan de Herrera*, 2005

HERRERO GARCÍA, L., "Plan Director Catedral De Valencia", *Conselleria de Cultura de la Generalitat Valenciana*, 2000

HEYMAN, J., "Análisis de Estructuras: Un estudio histórico", *Reverte*, 2004

HEYMAN, J. "La Ciencia de las Estructuras", *Reverte*, 2001

HEYMAN, J. "Teoría, Historia y Restauración de Estructuras de Fábrica: Colección de Ensayos", *Reverte*, 1999

HEYMAN, J. "The Safety of Masonry Arches", *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 11, no. 4. pp. 363-385, 1969

HEYMAN, J. "El Esqueleto de Piedra: Mecánica de la Arquitectura de Fábrica", *Madrid, Instituto Juan de Herrera, CEDEX, CEHOPU*, ISBN 8489977739, 1999

HEYMAN, J. "Arches, Vaults and Buttresses: Masonry Structures and their Engineering", Aldershot, Variorum, ISBN 0860785971, 1996

HEYMAN, J. "Equilibrium of Shell Structures", Oxford, Clarendon Press, ISBN 0198561393, 1977

HEYMAN, J. "Beams and Framed Structures", 2a, ed. Oxford, Pergamon, 1974

HEYMAN, J., et al. "Teoría, Historia y Restauración de Estructuras de Fábrica: Colección De Ensayos", Madrid, Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, CEHOPU, Instituto Juan de Herrera, 1995

HISLOP, M. "Cómo construir una Catedral: Construyendo la Historia de una Obra Maestra Medieval", Madrid, Akal, 2013

HUERTA FERNÁNDEZ, S. "El Cálculo de Estructuras en la Obra de Gaudí", Ingeniería Civil, no. 130. pp. 121-133, 2003

HUERTA FERNÁNDEZ, S. "Mechanics of Masonry Vaults: The Equilibrium Approach", 2001

HUERTA FERNÁNDEZ, S. "La Teoría del Arco de Fábrica: Desarrollo Histórico", Obra Pública, no. 38. pp. 18-29, 1996

HUERTA FERNÁNDEZ, S., et al. "Actas del Segundo Congreso Nacional De Historia De La Construcción", Instituto Juan de Herrera, Sociedad Española de Historia de la Construcción, Universidad de Coruña, 1998

HUERTA, S. "Mecánica de las Bóvedas de Fábrica: el enfoque del equilibrio", Informes de la Construcción, vol. 56. pp. 73, 2005

HUERTA, S. "Arcos, Bóvedas y Cúpulas: Geometría y Equilibrio en el Cálculo Tradicional de Estructuras de Fábrica", Madrid, Instituto Juan de Herrera, ISBN 8497281292, 2004

HÜTE. "El Manual Del Ingeniero", Gustavo Gili, 1984

HUYLEBROUCK, D., BUITRAGO, A.R. and IGLESIAS, E.R. "Octagonal Geometry of the Cimborio in Burgos Cathedral", *Nexus Network Journal*, vol. 13, no. 1. pp. 195-203, 2011

I CORNET, A.G. Iglesia de la Colonia Güell. DC PAPERS, Revista de Crítica y Teoría de la Arquitectura, 2006, no. 15. pp. 82-85.

I GINOVART, J.L. "La Scientia Vero Ingeniis. El Concepto de Homogeneidad del Material Versus Resistencia en los Pilares de una Catedral Gótica", Instituto Juan de Herrera, 2009

I SANS, J.F. "Apreciacions sobre l'ús de les Cobertes amb arcs Diafragma a l'arquitectura Medieval Catalana", *Acta Historica et Archaeologica Mediaevalia*, no. 7, pp. 437-451, 1986

ICOMOS. "Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage", 2001

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción,y del Cemento. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja, Obras de Fábrica, Madrid: Instituto Eduardo Torroja, 1971

IVORRA, S. and PALLARÉS, F.J. "Dynamic Investigations on a Masonry Bell Tower", *Engineering Structures*, vol. 28, no. 5. pp. 660-667, 2006

JIMÉNEZ MARTÍN, A. "Anatomía de la Catedral de Sevilla". Diputación de Sevilla, 2013

JUAN, A.O. "La Catedral de Valencia". Valencia: Universitat de València, 2012

LAFARGA, A.J.M. "Mecánica de las Estructuras antiguas: o cuando las Estructuras no se calculaban". Munilla-Lería, 2011

LÓPEZ GONZÁLEZ, C. and GARCÍA VALLDECABRES, J. "La Instauración del Sistema Metrológico Valenciano y Jaime I en la Tradición Medieval: Los Sistemas de unidades, las prácticas de control y los usos". Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2006

LÓPEZ MANZANARES, G. "La Estabilidad De La Cúpula De S. Pedro", El Informe De Los Tres Matemáticos, 1998.

LÓPEZ MANZANARES, G. "La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos". Actas del Segundo Congreso Nacional de Historia de la construcción, Universidad da Coruña, p. 285-294, 1998

LORENZONI, F., et al. "Settlement induced Damage Modelling of Historical Buildings: The Bell Tower of the Basilica Dei Frari in Venice", 2010

LORENZONI, F., et al. "Settlement Induced Damage Modelling of Historical Buildings: The Bell Tower of the Basilica dei Frari in Venice". *Advanced Materials Research*, vol. 133, p. 561-566. MLA, 2010

LOURENÇO, P. "Experimental and Numerical Issues in the Modelling of the Mechanical Behaviour of Masonry". *Structural Analysis of Historical Constructions*. CIMNE, Barcelona, pp. 57, 1998

LOURENÇO, P. "Computational Strategies for Masonry Structures", Delft University of Thecnology, 1996

LOURENÇO, P.B., et al. "Experimental Investigation on the Seismic Performance of Masonry Buildings using Shaking Table Testing". *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, no. 4. pp. 1157-1190, 2013

LOURENÇO, P.B., KRAKOWIAK, K.J., FERNANDES, F.M. and RAMOS, L.F. "Failure Analysis of Monastery of Jerónimos, Lisbon: How to Learn from Sophisticated Numerical Models". *Engineering Failure Analysis*, vol. 14, no. 2. pp. 280-300, 2007

LOURENÇO, P.B., MILANI, G., TRALLI, A. and ZUCCHINI, A. "Analysis of Masonry Structures: Review of and Recent Trends in Homogenization Techniques". *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 34, no. 11. pp. 1443-1457, 2007

LOURENÇO, P.B. and ROQUE, J.A. "Simplified Indexes for the Seismic Vulnerability of Ancient Masonry Buildings". *Construction and Building Materials*, 5, vol. 20, no. 4. pp. 200-208, 2006

LOURENÇO, P.B., TRUJILLO, A., MENDES, N. and RAMOS, L.F. "Seismic Performance of the St. George of the Latins Church: Lessons Learned from Studying Masonry Ruins". *Engineering Structures*, vol. 40. pp. 501-518, 2012

LOURENÇO, P.B. and PINA-HENRIQUES, J. "Validation of Analytical and Continuum Numerical Methods for Estimating the Compressive Strength of Masonry". *Computers & Structures*, 11, vol. 84, no. 29-30. pp. 1977-1989, 2006

LOURENÇO, P.B., TRUJILLO, A., MENDES, N. and RAMOS, L.F. "Seismic Performance of the St. George of the Latins Church: Lessons Learned from Studying Masonry Ruins". *Engineering Structures*, 7, vol. 40, no. 0. pp. 501-518, 2012

LLOPIS PULIDO, V., ALONSO DURÁ, A. and FENOLLOSA, E. "Seismic Evaluation of the Cathedral of Valencia (Spain). Applying a Scalar Damage Model". 2013

LLUIS I GINOVART, J., ANGUERA, G.F., JOVER, A.C. and DE SOLA-MORALES SERRA, P. "Gothic Construction and the Traça of a Hepta

gonal Apse: The Problem of the Heptagon". *Nexus Network Journal*, vol. 15, no. 2. pp. 325-348 , 2013

LLUÍS I GINOVART, J., COSTA, A. and FORTUNY, G. "Assessment and Restoration of a Masonry Dome in the Cathedral of Tortosa Enclosure", 2013

LLUIS I GINOVART, J., et al. "Cracking Process of a Oval Dome in the Cathedral of Tortosa. Assessment of the Collapse Mechanism". *Informes de la Construcción*, vol. 65, no. 532. pp. 509-517, 2013

LLUÍS I GINOVART, J.; COSTA, A. and FORTUNY, G. "Assessment and Restoration of a Masonry Dome in the Cathedral of Tortosa Enclosure". *Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture XIII*, 131, 391, 2013

MAGRO MORO, J.V., *La Catedral de Valencia, Proceso Histórico y Valoración Crítica*. Tesis. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 1985

MALLARDO, V., MALVEZZI, R., MILANI, E. and MILANI, G. "Seismic Vulnerability of Historical Masonry Buildings: A Case Study in Ferrara". *Engineering Structures*, 8, vol. 30, no. 8. pp. 2223-2241, 2008

MARAMBIO CASTILLO, Alejandro Esteban; GARCIA-ALMIRALL, M. Pilar. "Escaner laser: modelo 3D y orto imágenes arquitectónicas de la iglesia de Santa María del Mar en Barcelona". *ACE: Arquitectura, Ciudad y Entorno*, núm. 2, 2006

MARQUES, R. and LOURENÇO, P.B. "A Model for Pushover Analysis of Confined Masonry Structures: Implementation and Validation". *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, no. 6. pp. 2133-2150, 2013

MARTÍ FERRÁNDIZ, S. "La Complejidad Estructural y Constructiva del Apeo del Pilar Toral de la Catedral de Valencia (1660-1663)". *Actas Del Sexto Congreso Nacional De Historia De La Construcción*, 2009

MARTINEZ BOQUERA, A. and ALONSO DURÁ, A. "Structural Analysis of the Dome of the Pious Schools in Valencia", 10th, East Asia-Pacific conference on structural engineering and construction; Supplementary papers, 77-82. 2006

MARTÍNEZ BOQUERA, A., ALONSO DURÁ, A. and SOLER VERDÚ, R. "The Second International Congress on Construction History Cambridge University" ed., *The Eighteenth Century Brickwork Domes in Valencia*, 2006

MARTINEZ BOQUERA, A., ALONSO DURÁ, A., SOLER VERDÚ, R. and SOLER ESTRELLA, A. "Reinforcement Work Carried Out on the Todollesa Parish Church After the Collapse of a Pilaster Supporting the Classical Style Dome, Castellon, Spain". *7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. Korea, 2010

MARTÍNEZ, J. L., MARTÍN-CARO and J.A. LEÓN, J. "Comportamiento mecánico de la obra de fábrica". ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, 2001

MAS GUINDAL, A.J. "La Concepción Estructural de la Fábrica en la Arquitectura". *Informes de la Construcción*, vol. 56, no. 496. pp. 3-12, 2005

MELI, R. and SÁNCHEZ, R. "Structural Aspects of the Rehabilitation of the México City Cathedral". *Structural Analysis of Historical Constructions I*, Cimne, pp. 123-140, 1995

MELI, R. and SÁNCHEZ-RAMÍREZ, R. "Criteria and Experiences on Structural Rehabilitation of Stone Masonry Buildings in Mexico City". *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 1, no. 1. pp. 3-28, 2007

MELI, R. and SANCHEZ-RAMIREZ, A.R. "Rehabilitation of the Mexico City Cathedral". *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, vol. 7, no. 2. pp. 101-106, 1997

MILETO, C., PRIVITERA, P., VEGAS LÓPEZ-MANZANARES, F. and MARTELLA, F. "Un hecho olvidado: El Terremoto del 15 de Noviembre de 1775". *Instituto Universitario de Restauración del Patrimonio de la UPV*, 2011

MIQUEL JUAN, M. "Entre la Formación y la Tradición: Martí Lobet a Cargo de las Obras de la Catedral de Valencia between the Training and the Tradition: Martí Lobet Directing the Building of the Cathedral of Valencia", *Espacio, Tiempo y Forma*, Serie VII, H.a Del Arte, pp. 13-44, 2010

MIQUEL, M., "Martí Lobet en la Catedral de Valencia (1417-1439). La renovación del lenguaje gótico valenciano", *Historia de la Ciudad*, VI. *Proyecto y Complejidad*, Valencia: Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia, pp. 103- 126, 2010

MIRA, E., ZARAGOZÁ CATALÁN, A. "Una arquitectura gótica mediterránea". Generalitat Valenciana, Subsecretaria de Promoció Cultural, 2003

MONDRAGÓN, F.P. "Estrategias para el Modelado y el Análisis Sísmico de Estructuras Históricas". *Revista De Ingeniería Sísmica*, no. 83. pp. 43-63, 2010

MONDRAGÓN, F.P. and LOURENÇO, P.B. "Criterios para el Refuerzo Antisísmico de Estructuras Históricas". *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 87. pp. 47-66, 2012

MORENO GONZALEZ, Josep Llufs. "Verificación de la seguridad estructural en las cargas verticales. Aplicación de las PIET-70 y la NBE-FL-90. Comparación con la EC-6". *RE: revista de edificación*, no 26, p. 77, 1997

MORENO-NAVARRO, J.L.G. "El Caso de los Arbotantes de la Catedral de la Iglesia Gótica de Castelló d'Empuries (la llamada catedral del Ampurdán)". Instituto Juan de Herrera, 2007

NAVARRO FAJARDO, J.C. "Bóvedas de la Arquitectura Gótica Valenciana: Traza y Montea". Valencia: Publicacions Universitat de València, 2006

NAVASCUÉS PALACIO, P. and SARTHOU CARRERES, C. "Catedrales de España". 7a ed. Madrid: Espasa Calpe, 1986

NONELL, J.B. and GABARRÓ, G.G. "La Catedral de Antoni Gaudí: Estudio Analítico de su Obra". Univ. Politèc. de Catalunya, 1999

O'DWYER, D. "Funicular Analysis of Masonry Vaults". *Computers & Structures*, 0, vol. 73, no. 1-5. pp. 187-197, 1999

OCHSENDORF, J.A., GARCIA, J.I.H. and FERNÁNDEZ, S.H. "Limit Analysis of Masonry Buttresses". *Revista de Obras Publicas*, vol. 150, no. 3439. pp. 27-42, 2003

OCHSENDORF, J.A., HERNANDO, J.I. and HUERTA, S. "Collapse of Masonry Buttresses". *Journal of Architectural Engineering*, vol. 10, no. 3. pp. 88-97, 2004

O'DWYER, D. "Funicular Analysis of Masonry Vaults". *Computers and Structures*, vol. 73, no. 1-5. pp. 187-197, 1999

OLLER, S.; CHAVES, E. "Fractura Mecánica: un enfoque global". 2000

OLMOS Y CANALDA, E. "Incunables de la Catedral de Valencia". Madrid: CSIC, Instituto Jerónimo Zurita, 1951

OÑATE, E. "Desarrollos y Aplicaciones de Modelos de Fractura en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona". Cimne, vol. 201, 2000

OÑATE, E., HANGANU, A. and BARBAT, A. "Structural Analysis and Durability Assessment of Historical Constructions using a Finite Damage Model". Cimne, Barcelona, 1996

OÑATE, J. "La Girola de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 61. pp. 29-38, 1981

OÑATE, J.A. "Catedral de Valencia. Aula Capitular Nueva". Archivo de Arte Valenciano, no. 76. pp. 30-31, 1995

OÑATE, J.A. "Las Sacristías de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 71. pp. 51-55, 1990

OÑATE, J.A. "Las Capillas deformadas". Archivo de Arte Valenciano, no. 70. pp. 71-83, 1989

OÑATE, J.A. "Las Capillas Neoclásicas de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 68. pp. 77-83, 1987

OÑATE, J.A. "El Ábside de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 65. pp. 11-18, 1984

OÑATE, J.A. "La Nave Crucera de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 63. pp. 20-28, 1982

OÑATE, J.A. "Las Portadas Interiores de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 49. pp. 18-26, 1987

OÑATE, J.A. "Portada Principal de la Catedral: Puerta de los Hierros o del Miguelete". Archivo de Arte Valenciano, no. 48. pp. 3-8 1997

OÑATE, J.A. "La Puerta de Los Apóstoles de la Catedral de Valencia". Archivo de Arte Valenciano, no. 46. pp. 29-39, 1975

ORDUÑA BUSTAMANTE, A., ROEDER CARBO, G. and PEÑA MONDRAGÓN, F. "Evaluación sísmica de construcciones Históricas de Mampostería: Comparación de Tres". *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 77. pp. 71-88, 2007

ORELLANA, M.A. "Valencia Antigua y Moderna". Tomo II. 1924

PARDO REDONDO, G., GARCÍA VALLDECABRES, J., LÓPEZ GONZÁLEZ, M.C. "Evolución constructiva de la Iglesia de San Juan del Hospital a través del Análisis de sus Fábricas". Valencia: Universi-

dad Politécnica de Valencia, Escuela Técnica Superior de Gestión en la Edificación 2004

PÉREZ PUCHE, F. "Laberinto Secreto De La Catedral De Valencia". Valencia: Carena, 1999

PLAZA, M.J.C. "Racionalidad Sísmica En La Arquitectura Ojival: Tipos Estructurales y Constructivos". Instituto Juan de Herrera, 2005

POLENI, G. "Memorie Istoriche della rran Cupola del Tempio Vaticano". Padua: Nella Stamperia del Seminario, 1748

PSYCHARIS, I.N., et al. "Numerical Study of the Seismic Behaviour of a Part of the Parthenon Pronaos". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 32, no. 13. pp. 2063-2084, 2003

RAMOS, A. and LEÓN, J. "Classification of Backfill at the Extradados of Masonry Vaults". *Informes De La Construcción*, vol. 65, no. 532. pp. 471-480, 2013

RIVERA, D., MELI, R., SÁNCHEZ, R. and OROZCO, B. "Evaluation of the Measured Seismic Response of the Mexico City Cathedral". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008, vol. 37, no. 10. pp. 1249-1268, 2008

ROCA P., PELLEGRINI L., OÑATE, E., HANGANU, A. "Analysis of the Structure of Gothic Cathedrals Application to Barcelona Cathedral". Barcelona: Int Center Numerical Methods Engineering, 1998

ROCA, P. "Estudios de la Cripta de la Colonia Güell de Gaudí". *Análisis Estructural de Construcciones Históricas II*. Cimne, Barcelona, pp. 377-393, 1998

ROCA, P., CERVERA, M., GARIUP, G. and PELA, L. "Structural Analysis of Masonry Historical Constructions". *Classical and Advanced Approaches*. Archives of Computational Methods in Engineering, vol. 17, no. 3. pp. 299-325, 2010

ROCA, P., et al. "Continuum FE Models for the Analysis of Mallorca Cathedral". *Engineering Structures*, 1, vol. 46, no. 0. pp. 653-670, 2013

BOSCH ROIG, L. et al. "Las claves de la construcción del puente de serranos de Valencia". En *Actas del Sexto Congreso Nacional de Historia de la Construcción*: Valencia, pp. 211-2209, 2009

ROMERA, L.E., HERNÁNDEZ, S. and GUTIERREZ, R. "Numerical Characterization of the Structural Behaviour of the Basilica of Pilar in

Zaragoza (Spain)". Part 2: Constructive Process Effects. *Advances in Engineering Software*, 4, vol. 39, no. 4. pp. 315-326, 2008

ROMERA, L.; HERNÁNDEZ, S. and REINOSA, J. M. "Análisis Del Comportamiento Estructural de la Basílica del Pilar de Zaragoza". *Revista Internacional de Métodos Numéricos*, 2005

RUBIO, J. "Els Conceptes Orgànics, Mecànics i Constructius de la Catedral de Mallorca". *Anuario Asociación de Arquitectos de Cataluña*, 1912

SÁNCHEZ MUÑOZ, D. "Arquitectura en Valencia (1939-1957)". Universitat de València, 2011

SÁNCHEZ MUÑOZ, D. "Recuperación de la arquitectura historicista en la Valencia de Posguerra. Fundamentación teórica y procesos de repriminación". *Ars longa*, no 14-15, p. 355-363, 2005

SANCHIS GUARNER, M., "La Ciudad de Valencia: Síntesis de Historia y de Geografía Urbana". Valencia: Ajuntament de València, Consell Valencià de Cultura, Direcció General del Llibre i Coordinació Bibliotecària, 1999

SANCHÍS SIVERA, J. "La Catedral de Valencia, Guía Histórico y Artística". Valencia, 1909

SECO, F.P. "La Llamada" Obra Nova" del Cabildo de la Catedral de Valencia y el Contrato del Cantero Miguel Porcar en 1566". *Analys de la Real Acadèmia de Cultura Valenciana*, no. 64. pp. 207-221, 1986

SEGURA DE LAGO, J. "La Repriminació de la Catedral de València". València: , 1971

SOLARES, J.M.M. "Sismicidad Pre-Instrumental. Los Grandes Terremotos Históricos En España". *Enseñanza De Las Ciencias De La Tierra*, vol. 19, no. 3. pp. 296-304, 2011

SOLER VERDÚ, R., PALAIA PÉREZ, L., ESTEBAN CHAPAPRÍA, J. "La Cúpula en la Arquitectura Moderna Valenciana, Siglos XVI a XVIII, Metodologías de Estudios Previos para las Arquitecturas de Sistemas Abovedados". Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 1995

SOLER VERDÚ, R. "De la Antigua Aula Capitular de la Iglesia Catedral Basílica Metropolitana de Santa Maria (Valencia)". Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 1999

SOLER, R., MARTÍNEZ, A. and ALONSO, A. "The Eighteenth Century Brickwork Domes in Valencia". Cambridge University, 2006

SORIANO RULL A. Código Técnico de la Edificación. Vol. I, Construcción, Estructuras, Seguridad, Materiales. Barcelona: Marcombo, 2007

STREET, E. "La Arquitectura Gótica en España". Editorial Saturnino Calleja, 1926

TEIXIDOR, J. "Monumentos Históricos de Valencia y su Reino. Antigüedades de Valencia". Librería de Pascual Aguilar, 1895

TEIXIDOR, J. "Monumentos Históricos de Valencia y Su Reino". Libro Segundo, Capítulo III, Tomo I, p.227 ed. , 1767

TOMÁS, T. "Tratado de la Montea y Cantería", Libro IV, p.230, Valencia, 1757

TORMO, E. "La Catedral Gótica de Valencia, III Congreso de Historia de la Corona de Aragón, dedicado al periodo comprendido entre la muerte de Jaime I y la proclamación del rey Don Fernando de Antequera", Valencia

TORRES BALBAS, L. Ars Hispaniae, Historia Universal del Arte Hispánico. Madrid: Plus Ultra, 1946; 1966

TOSCA, T.V. "Compendio Mathematico". Universidad Politécnica de Valencia. ICARO, facsimilar ed. Valencia: UPV, 2000

TOSCA, T.V. "Tratado de La Montea y Cortes de Cantería". Valencia: París-Valencia, 1992

UGALDE, A. "Terremotos: Cuando La Tierra Tiembla". Editorial CSIC-CSIC Press, 2009

ULLOA, F.L. "La Tipología de la Arquitectura Gótica Española a través de los Apuntes de George E. Street, a los 150 Años de su primer viaje a España". Instituto Juan de Herrera, 2011

VACAS ALBALA, A. "Análisis Sísmico de las Catedrales Góticas Mediante el Método del Espectro de Capacidad". Universidad Politécnica de Cataluña, 2009

VALCÁRCEL, J.P., DOMÍNGUEZ, J., MARTÍN, E. and ESCRIG, F. "Structural Behaviour of Gothic Vaults", 2003

Valencia Arzobispado and Comunidad Valenciana Generalitat. "La Luz de las Imágenes" [Exposición] Catedral de Valencia, Valencia: Generalitat Valenciana, 1999

Valencia Arzobispado and Comunidad Valenciana Generalitat. "La Iglesia Valenciana en su Historia". Valencia: Generalitat Valenciana, 1999

VARGAS, Y.F., PUJADES, L.G., BARBAT, A.H. and HURTADO, J.E. "Incremental Dynamic Analysis and Pushover Analysis. A Probabilistic Comparison". 2011

VILAPLANA ZURITA, D. "La Catedral de Valencia". León: Everest, 1997

WANG, Z.L. "Characterization of Nanophase Materials". Weinheim: Wiley-VCH, 2000

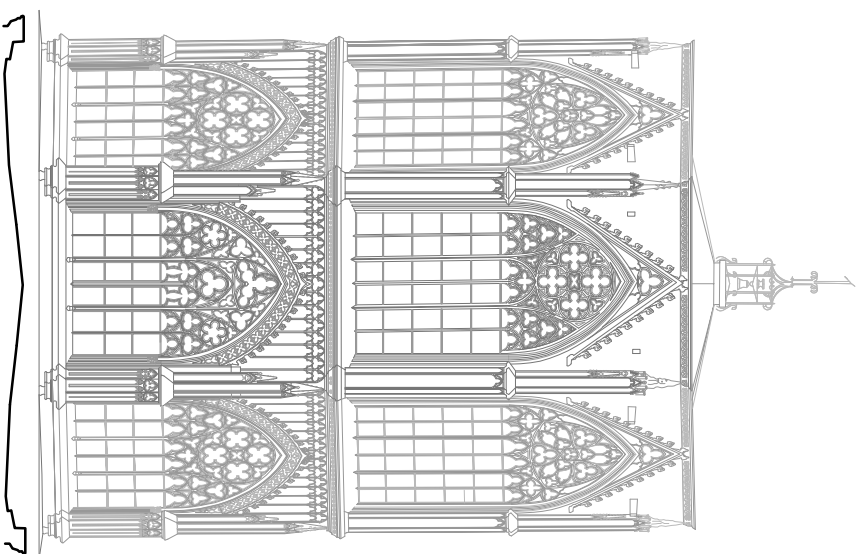
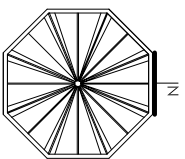
ZARAGOZÁ CATALÁN, A. "Iglesias de Arcos Diafragma y Armadura de madera en la Arquitectura Medieval Valenciana". Tesis, Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 1990

ZARAGOZÁ CATALÁN, Arturo. "Arquitectura Gótica Valenciana, Siglos XIII-XV: Monumentos de la Comunidad Valenciana", Catálogo de Monumentos y Conjuntos declarados e Incoados, Tomo 1, 2004

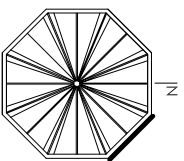
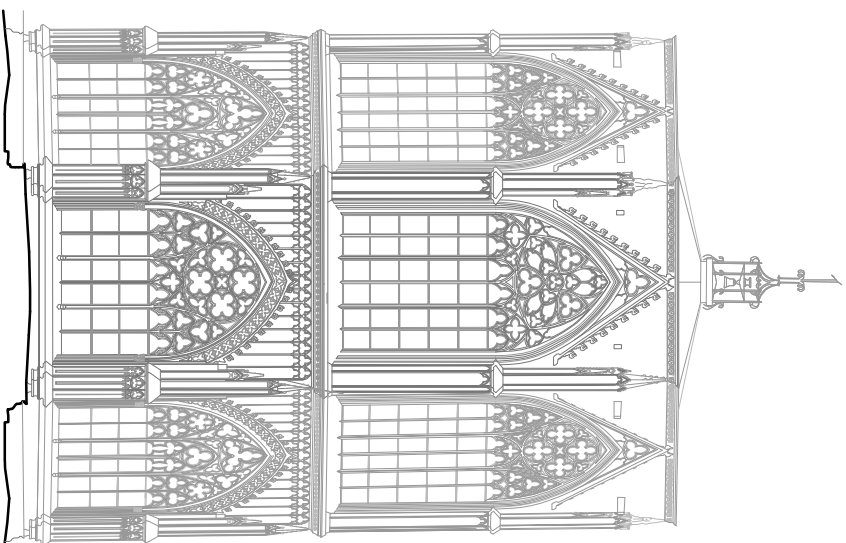
ZARAGOZÁ CATALÁN, A. "A Propósito de las Bóvedas de Crujería y otras Bóvedas Medievales". Anales de Historia del Arte, vol. Extraordinario. pp. 99-126. 2009

11
ANEXO
LEVANTAMIENTO GRÁFICO

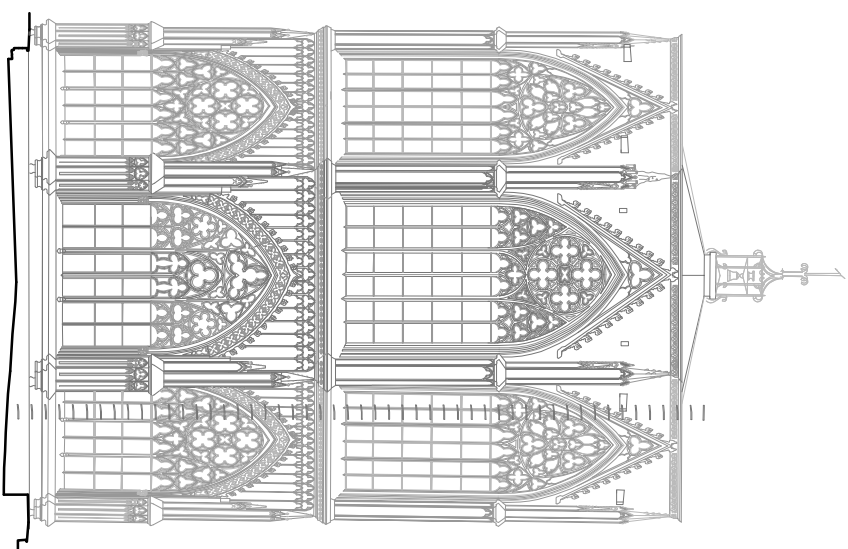
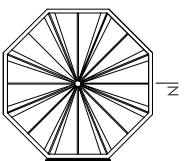
P01_
Alzado Norte
E_1/1500



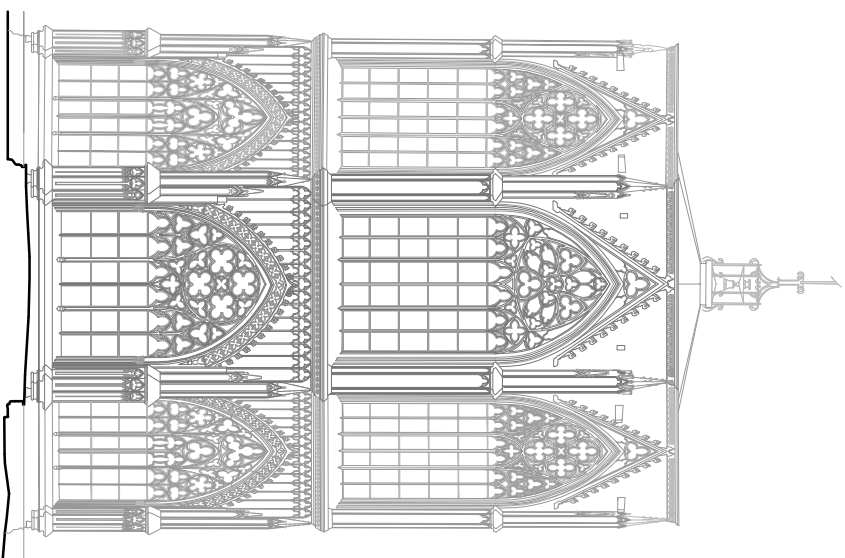
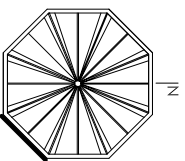
P02_
Alzado Noreste
E_1/1500



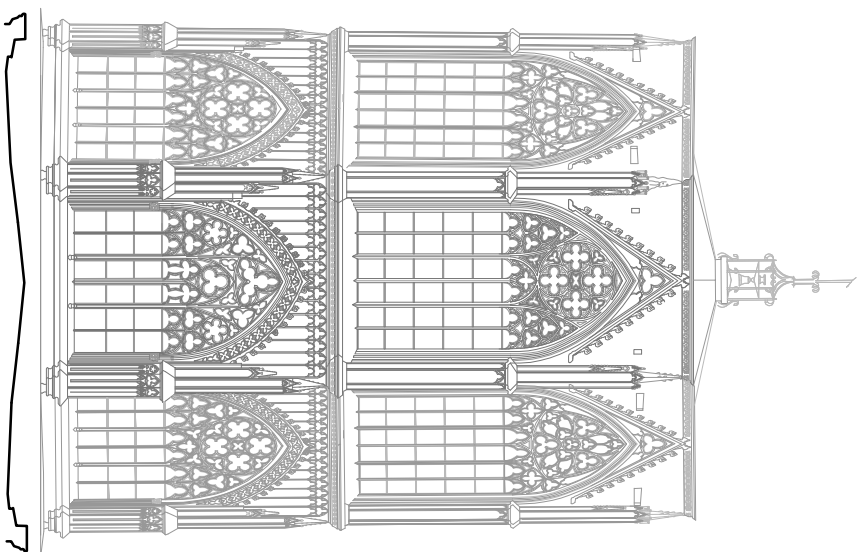
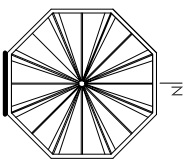
P03_
Alzado Este
E_1/1500



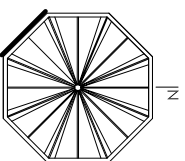
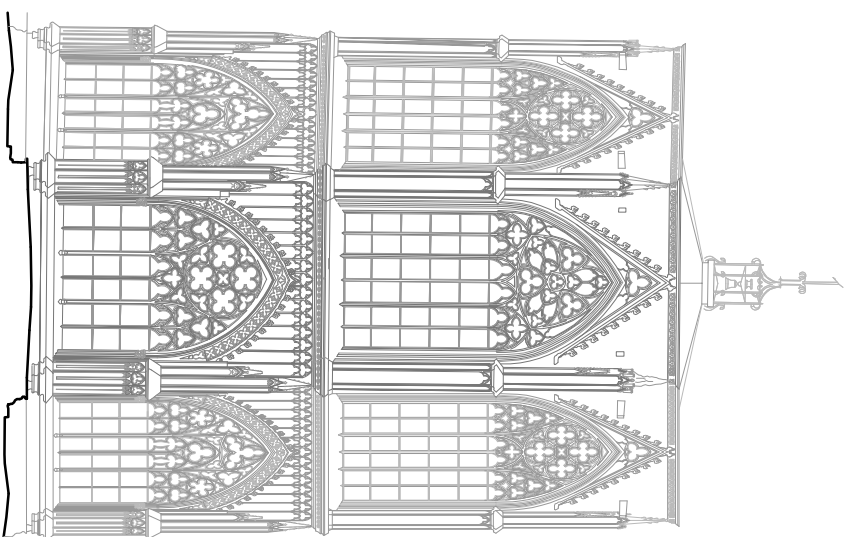
P04_
Alzado Sureste
E_1/1500



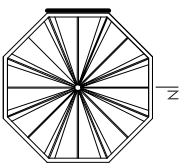
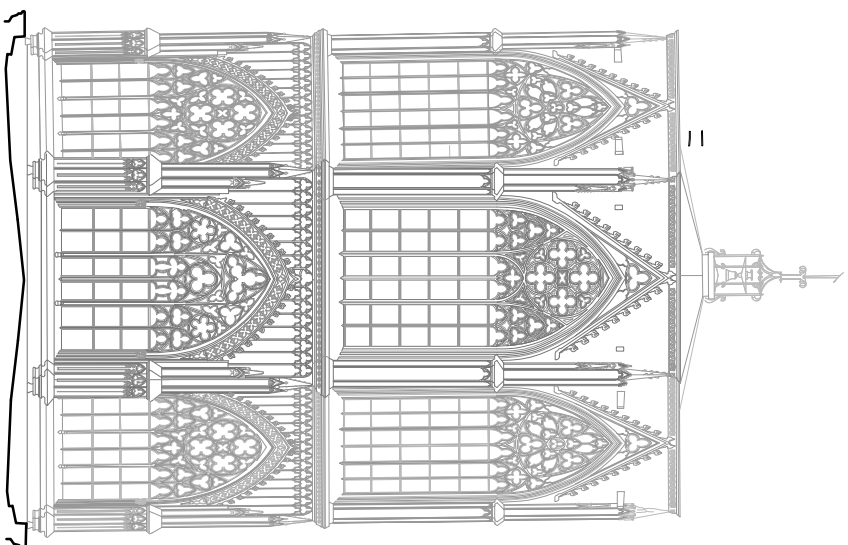
P05_
Alzado Sur
E_1/1500



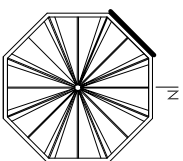
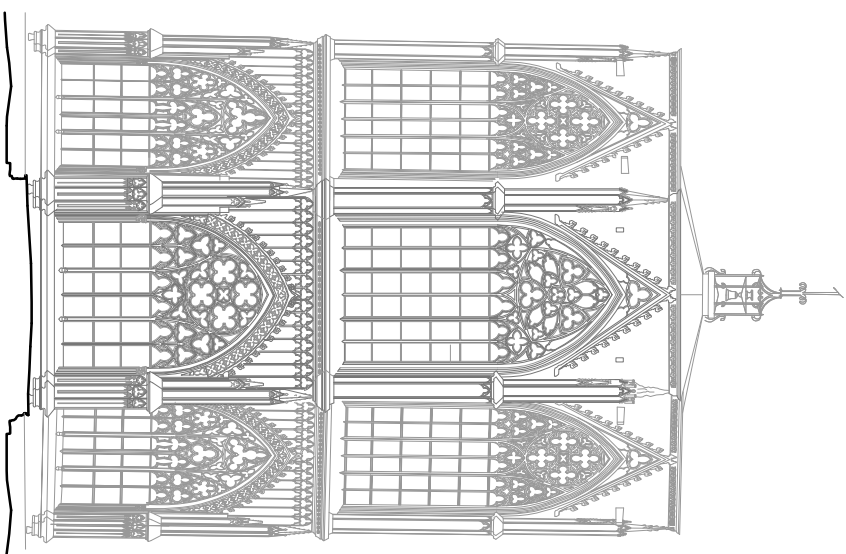
P06_
Alzado Suroeste
E_1/1500



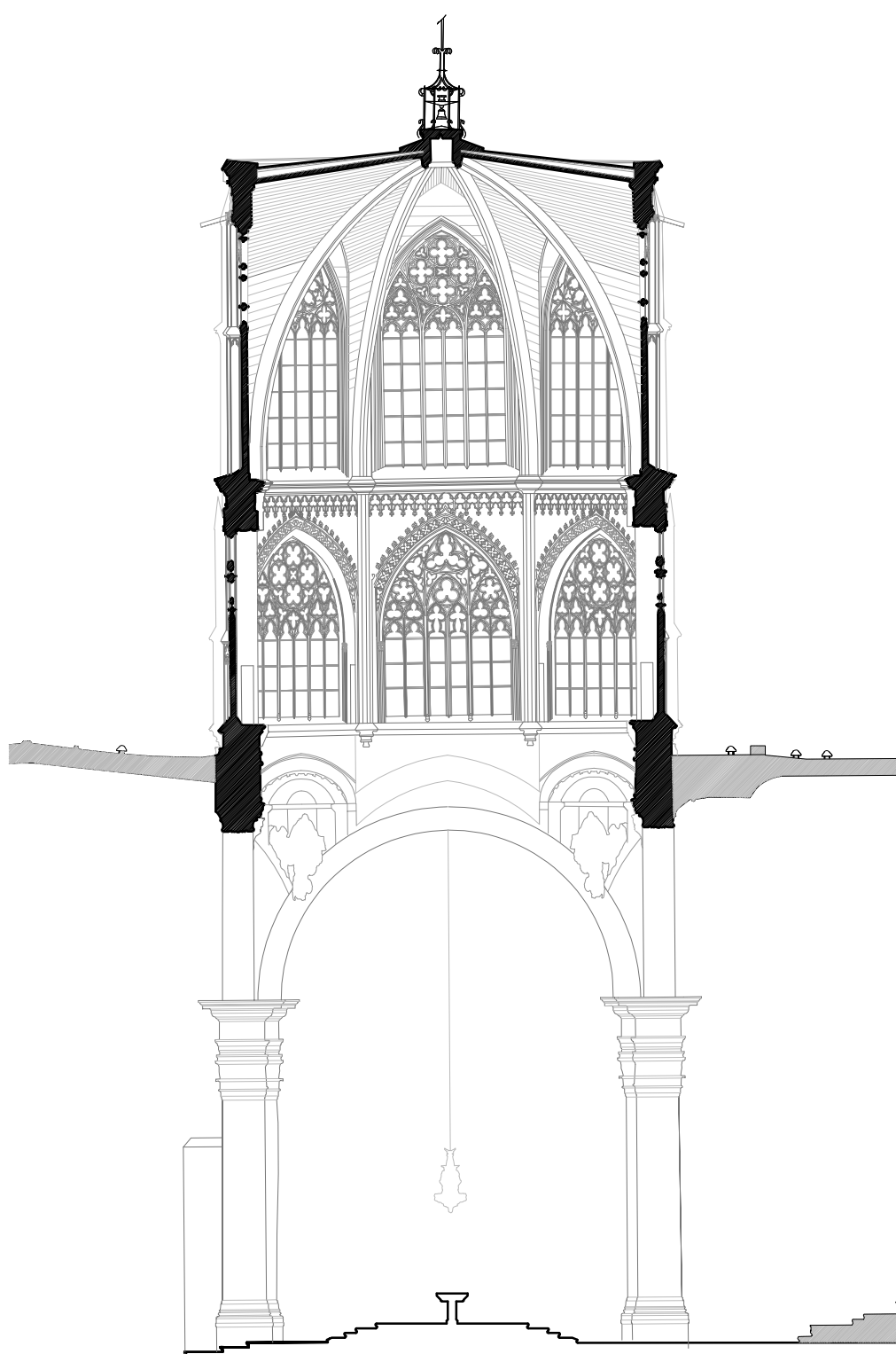
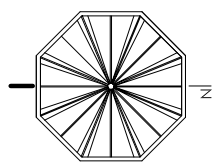
P07_
Alzado Oeste
E_1/1500



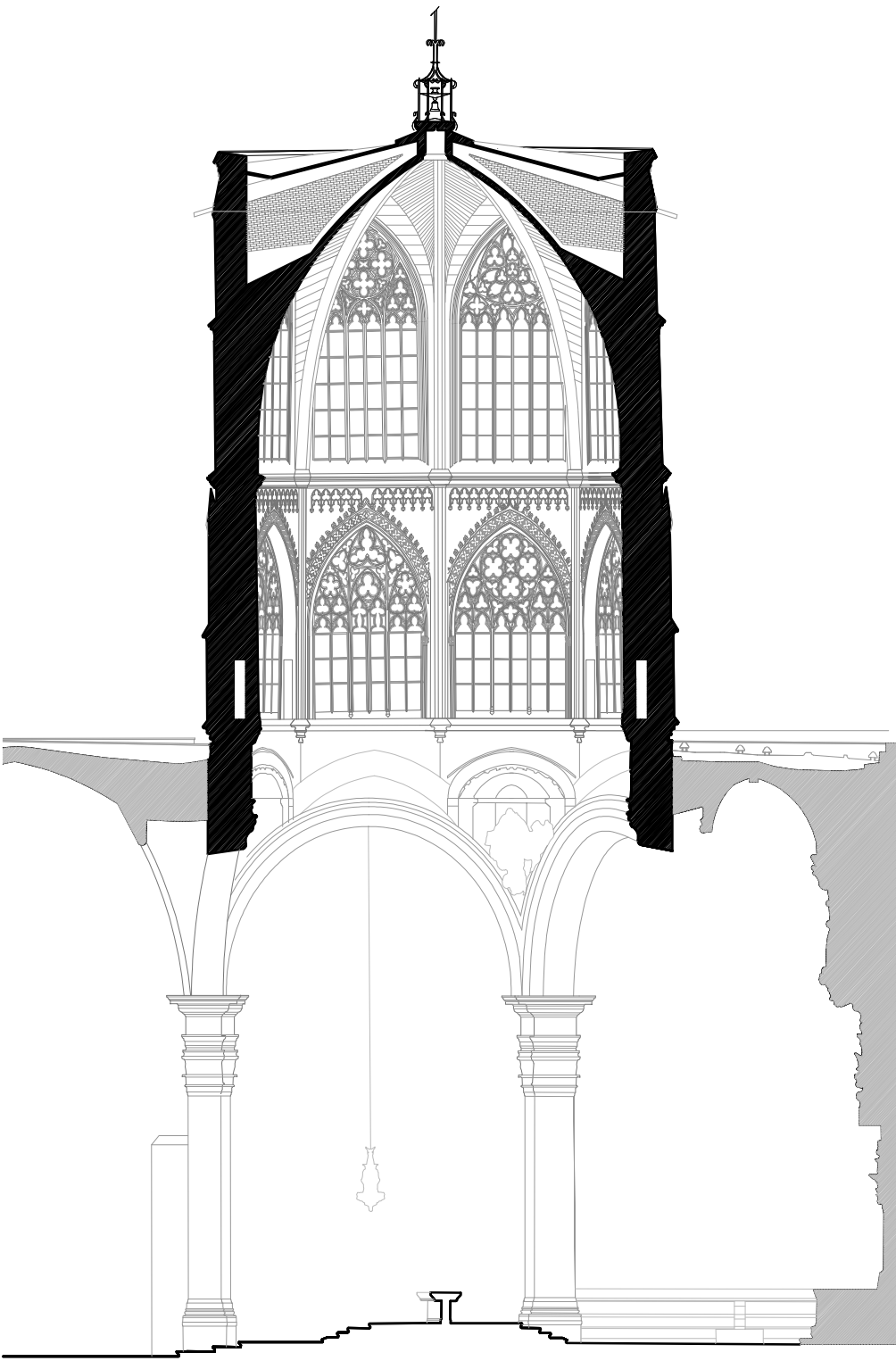
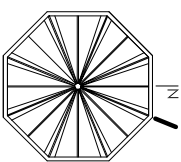
P08_
Alzado Noroeste
E_1/1500



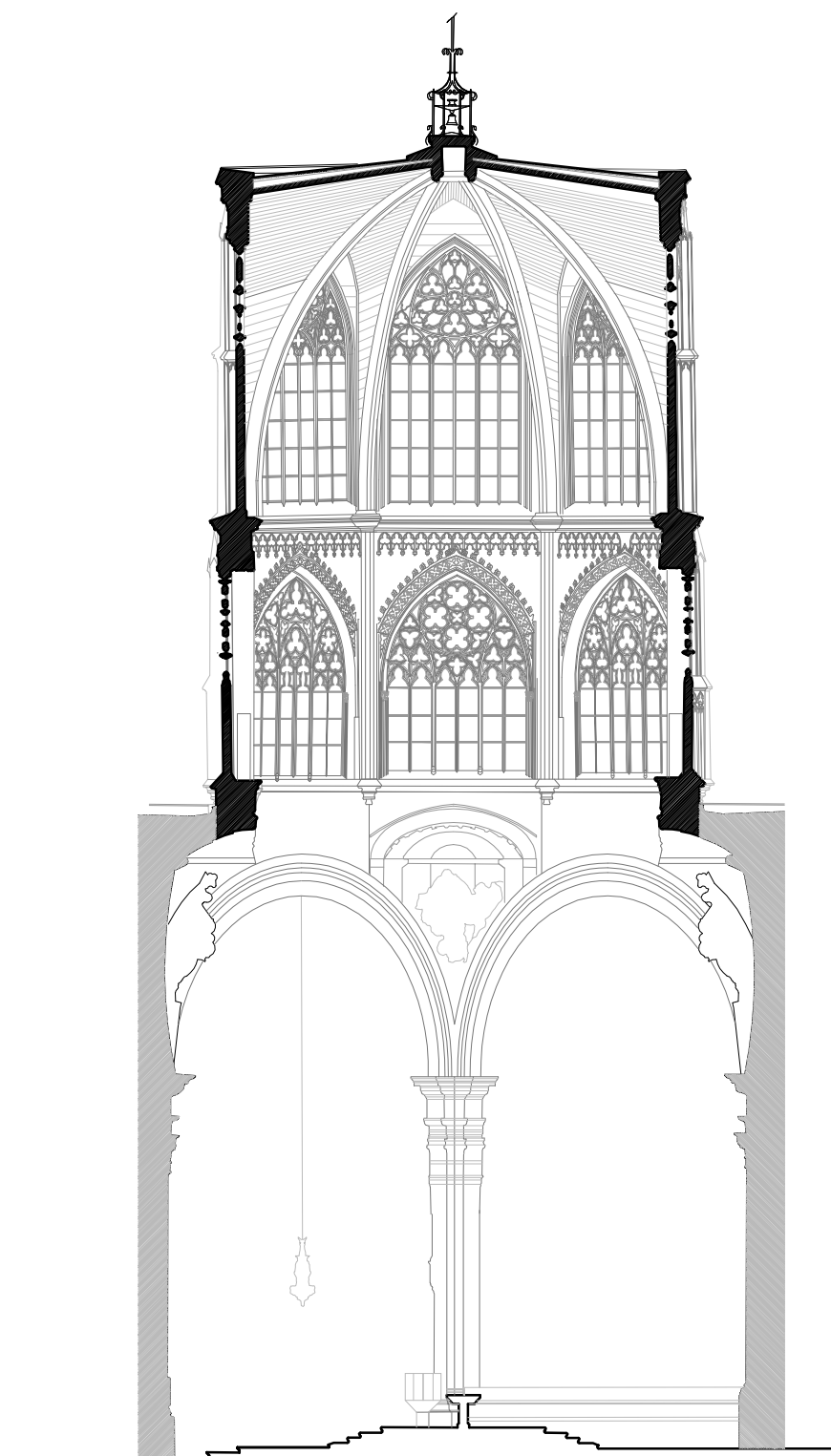
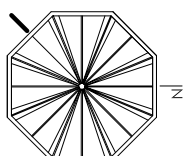
P09_
Sección Longitudinal
E_1/1500



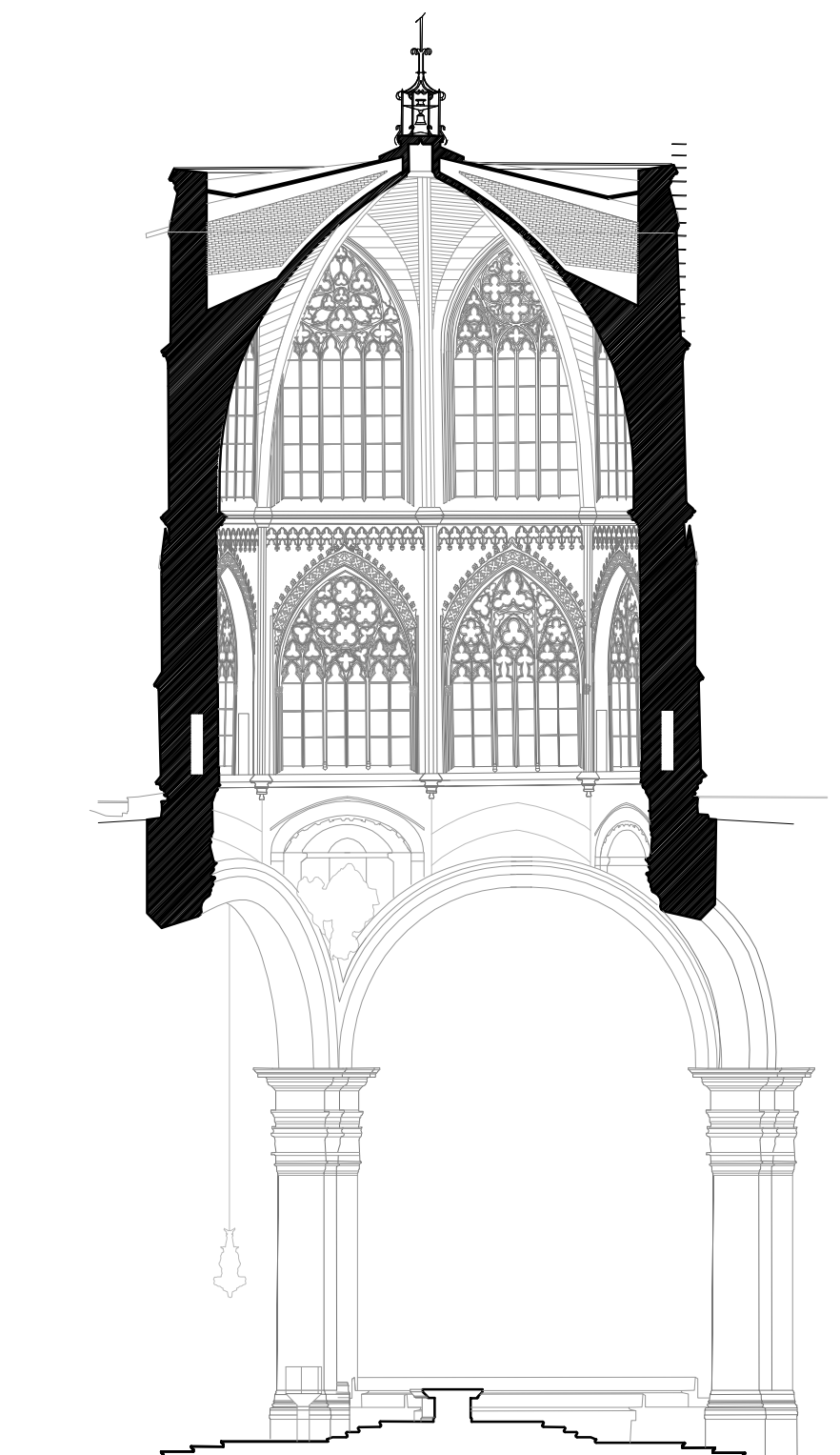
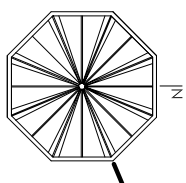
P10_
Sección Longitudinal
E_1/1500



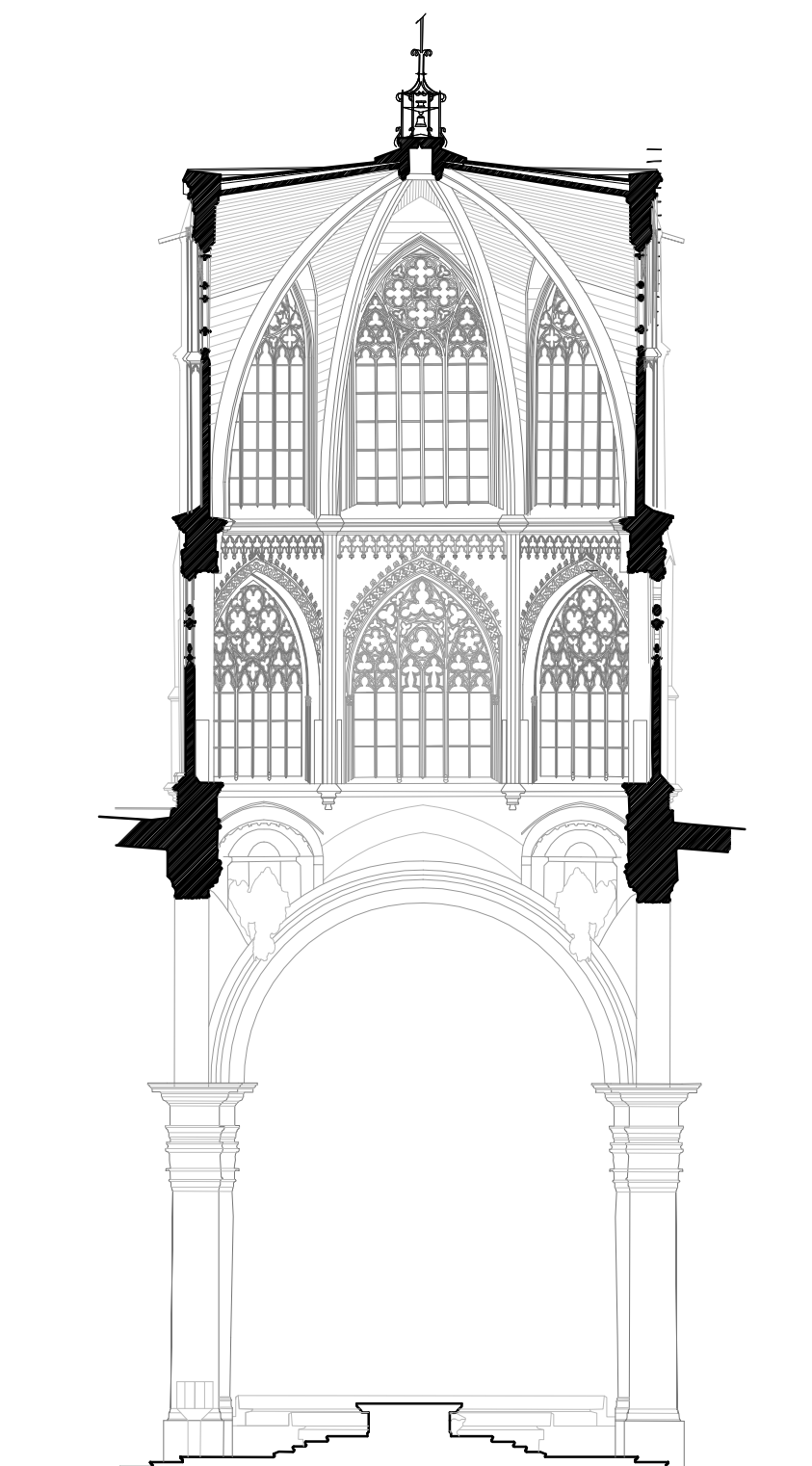
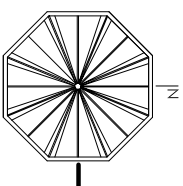
P11_
Sección Longitudinal
E_1/1500



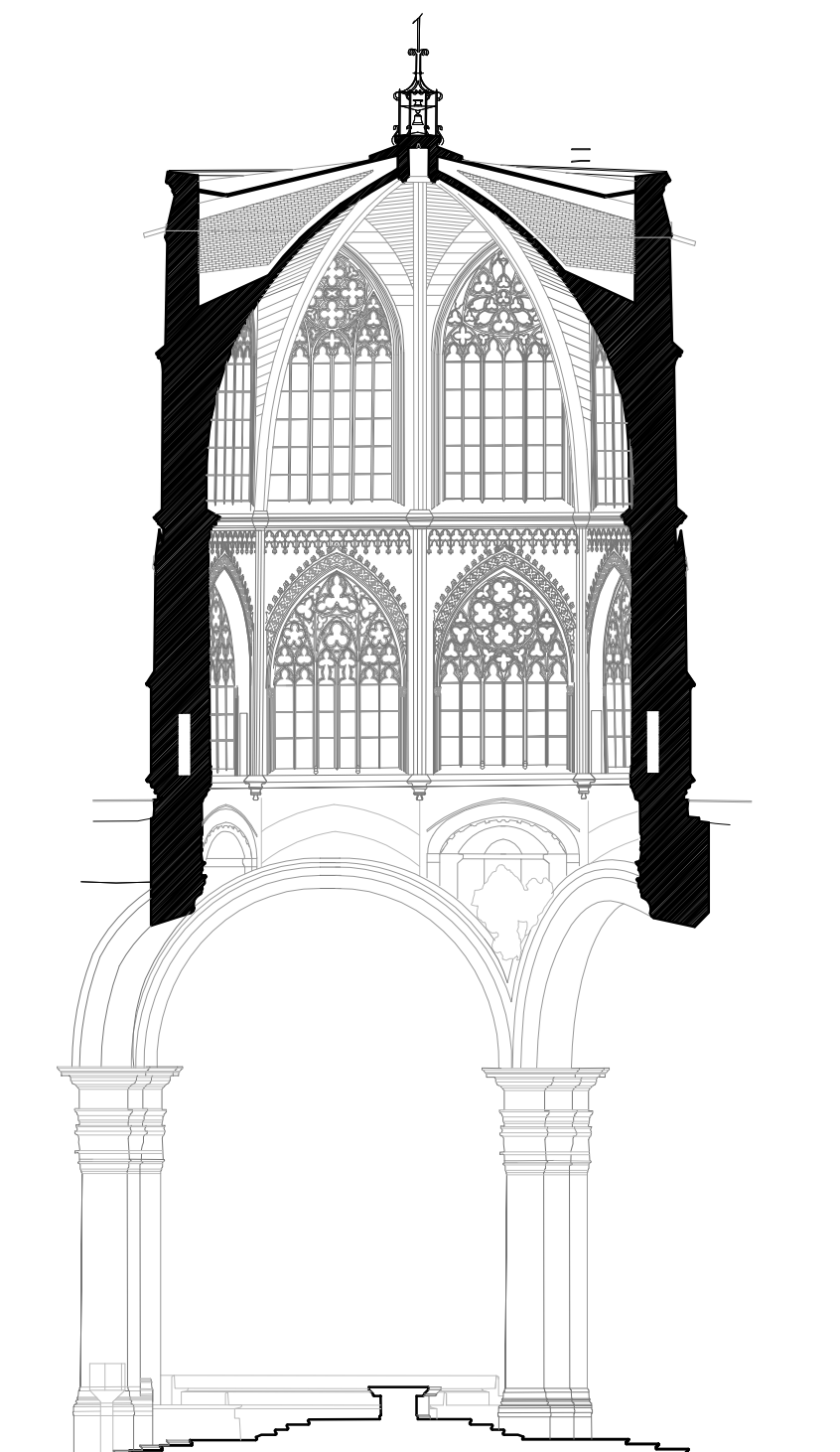
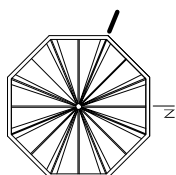
P12_
Sección Longitudinal
E_1/1500



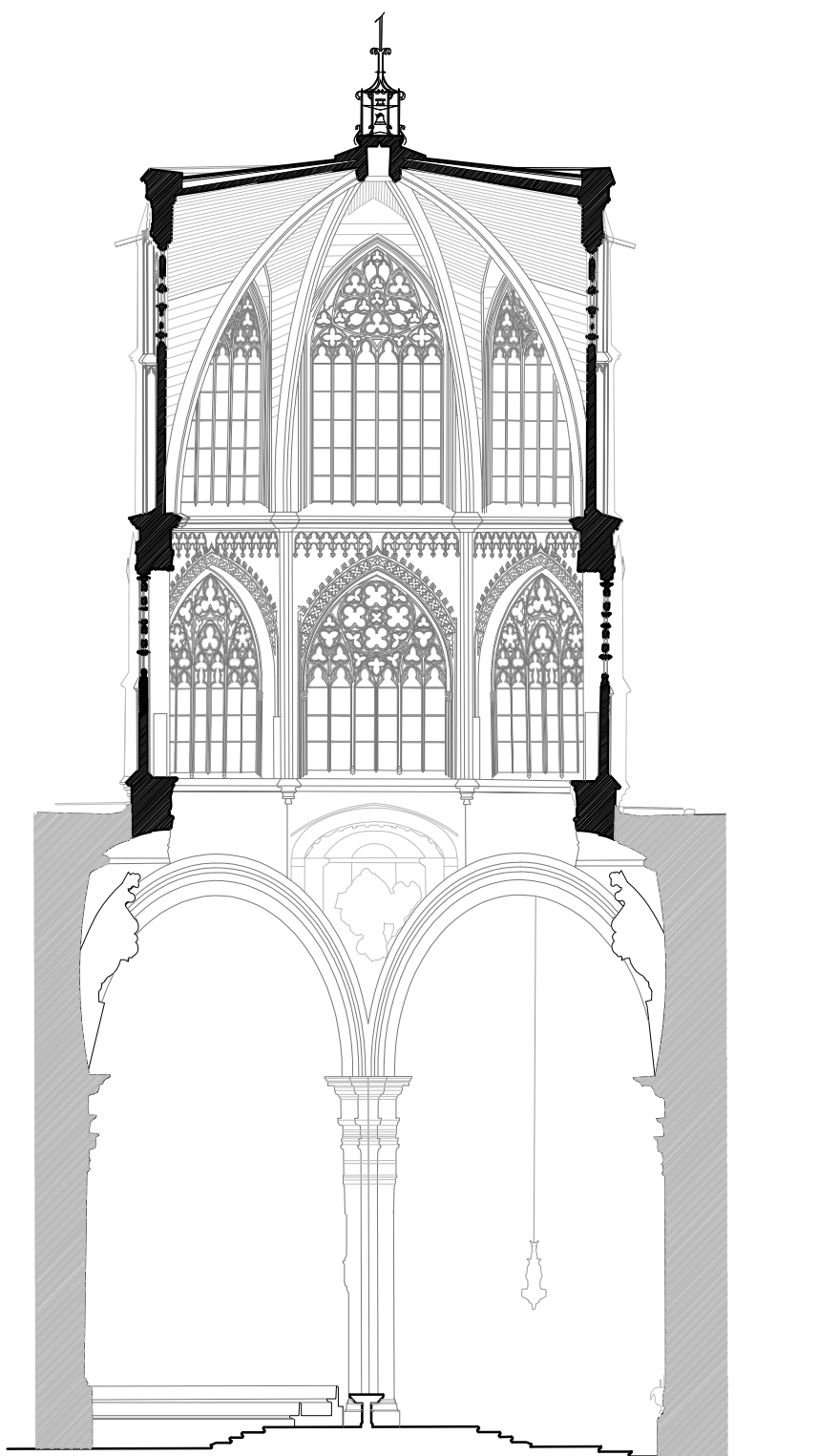
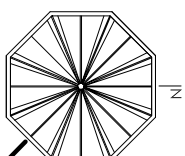
P13_
Sección Longitudinal
E_1/1500



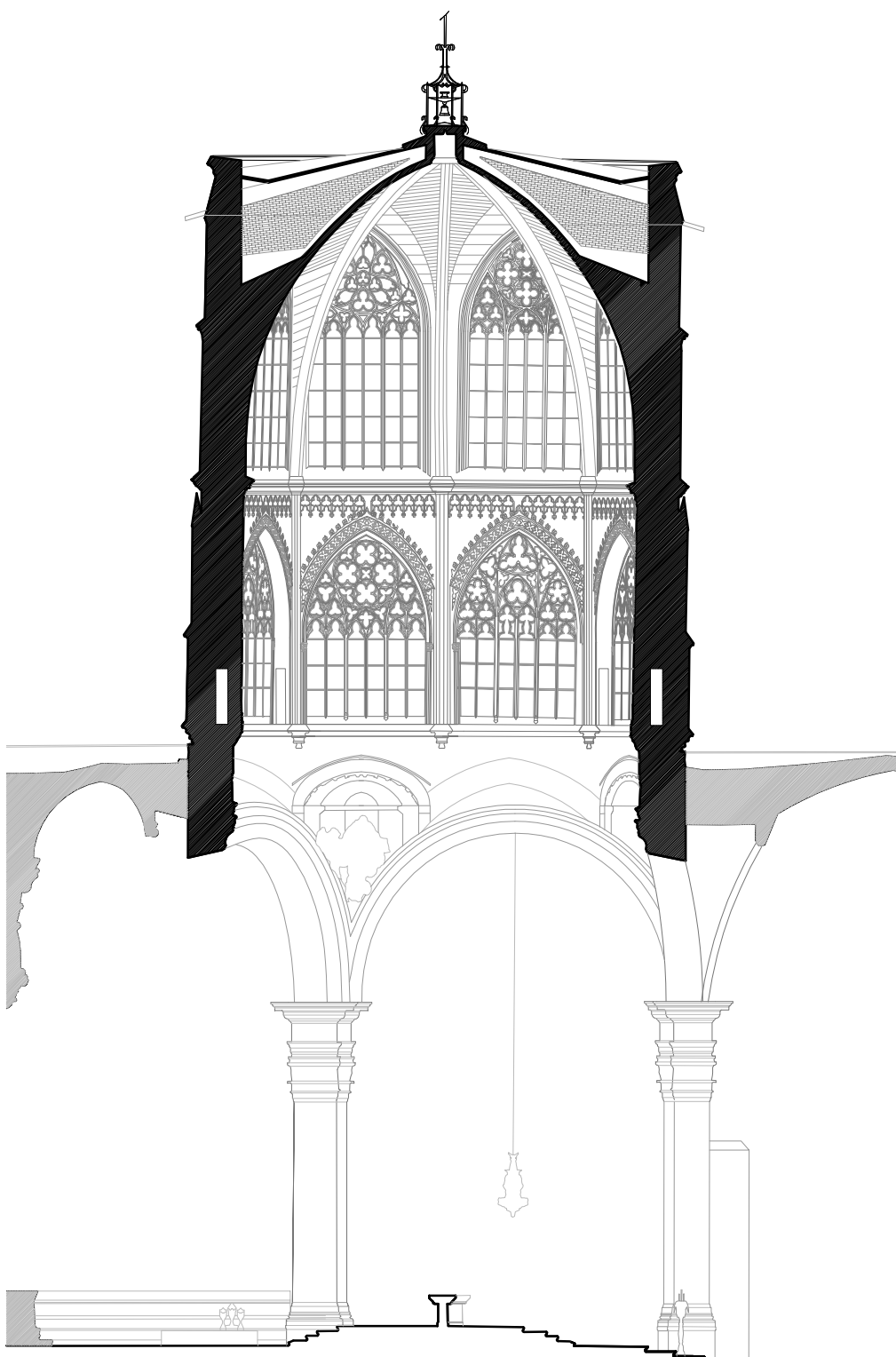
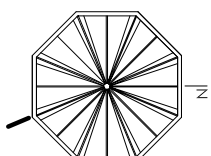
P14_
Sección Longitudinal
E_1/1500



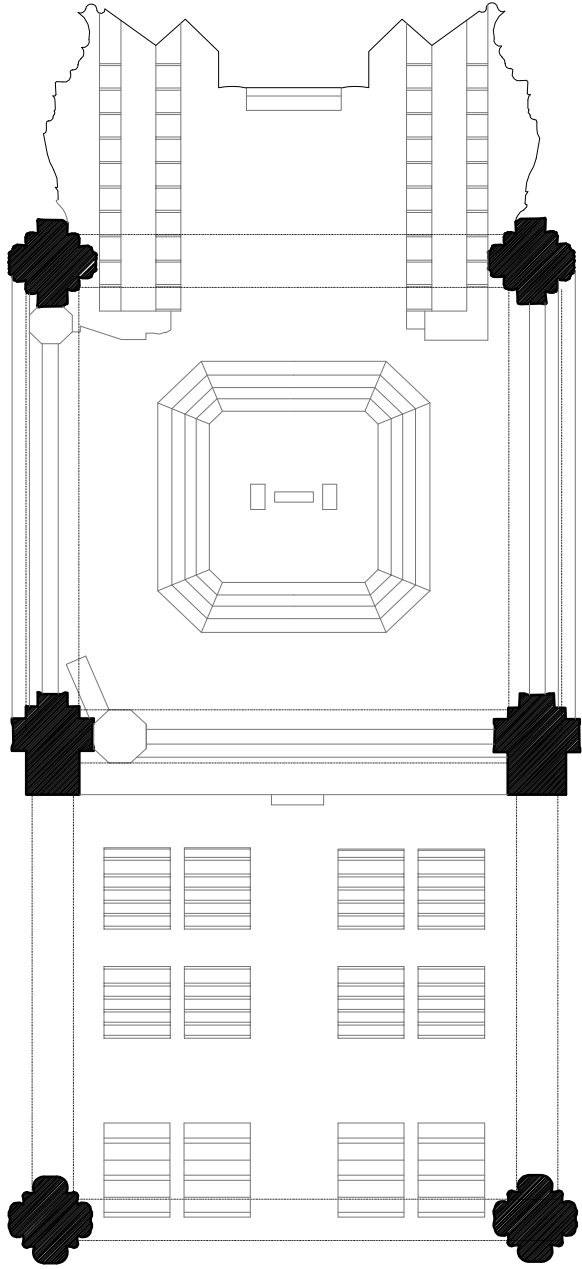
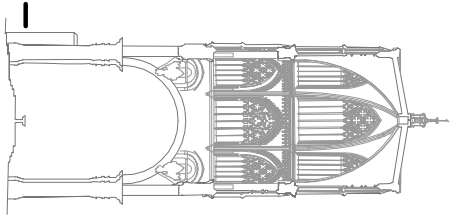
P15_
Sección Longitudinal
E_1/1500



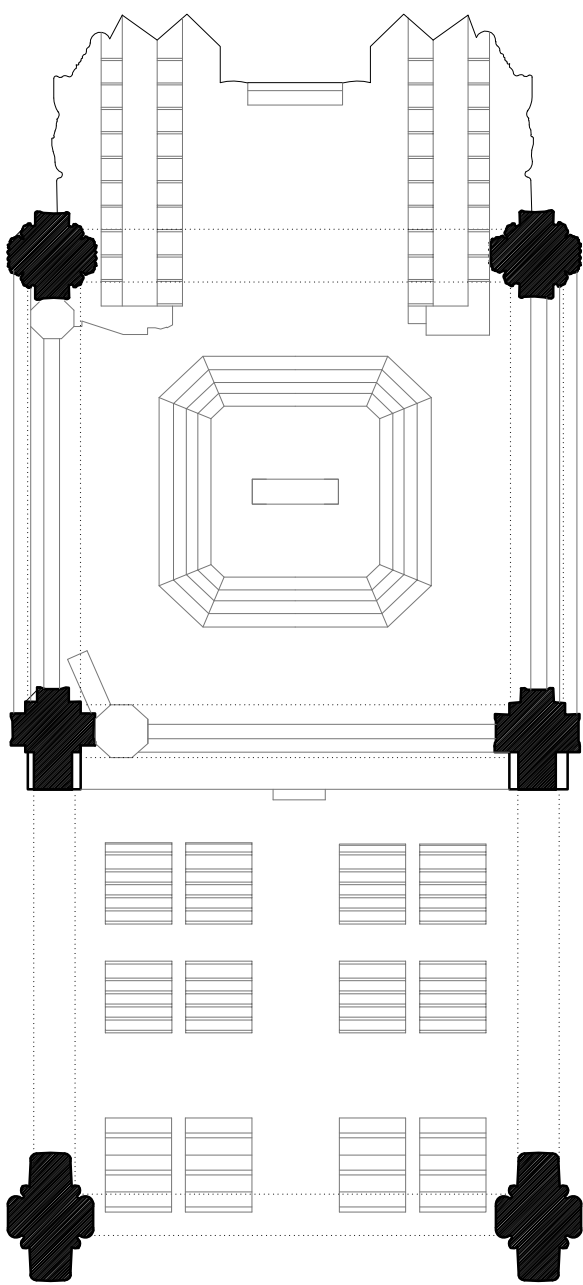
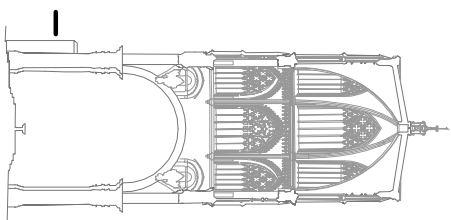
P16_
Sección Longitudinal
E_1/1500



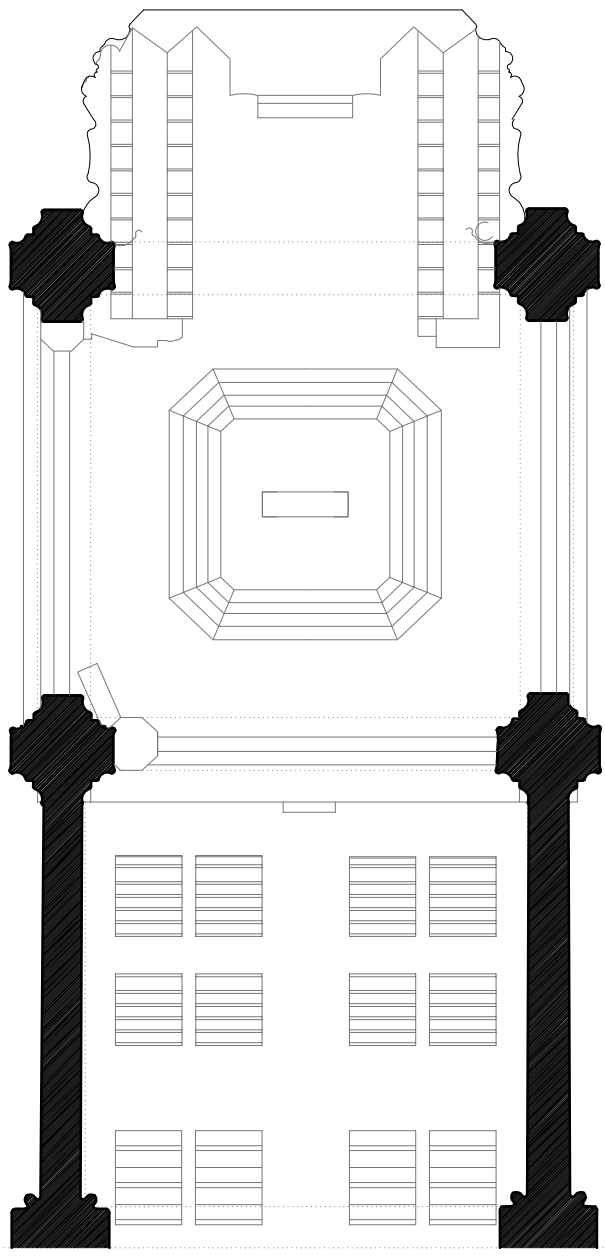
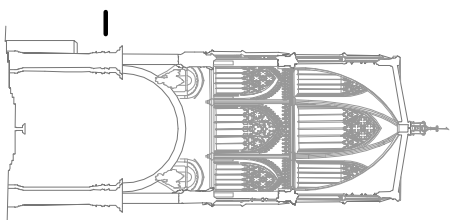
P17_
Sección Transversal
E_1/1500



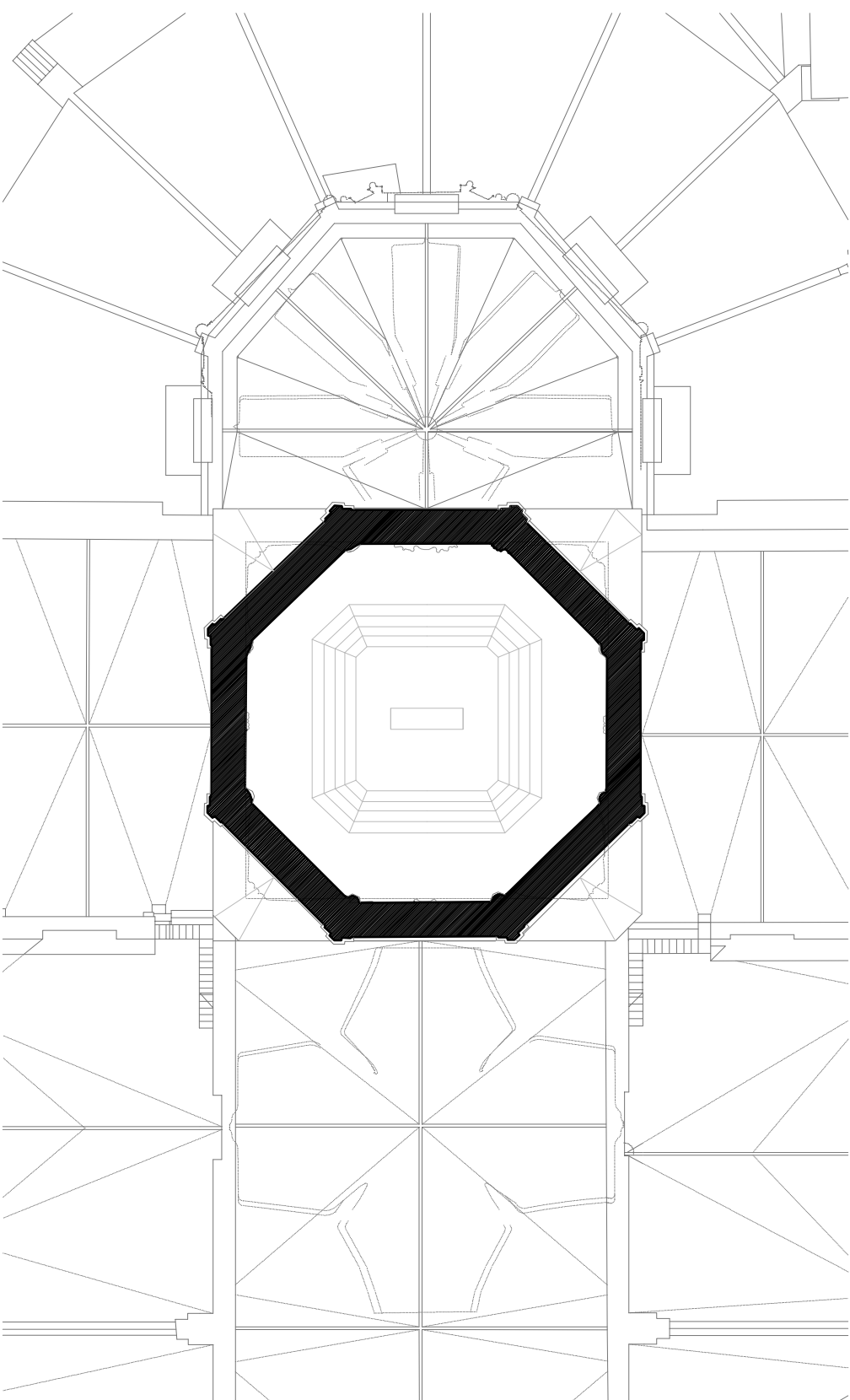
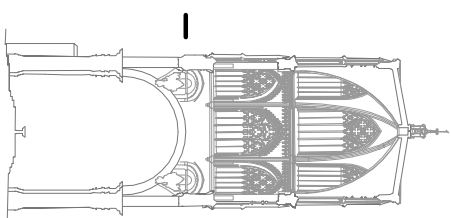
P18_
Sección Transversal
E_1/1500



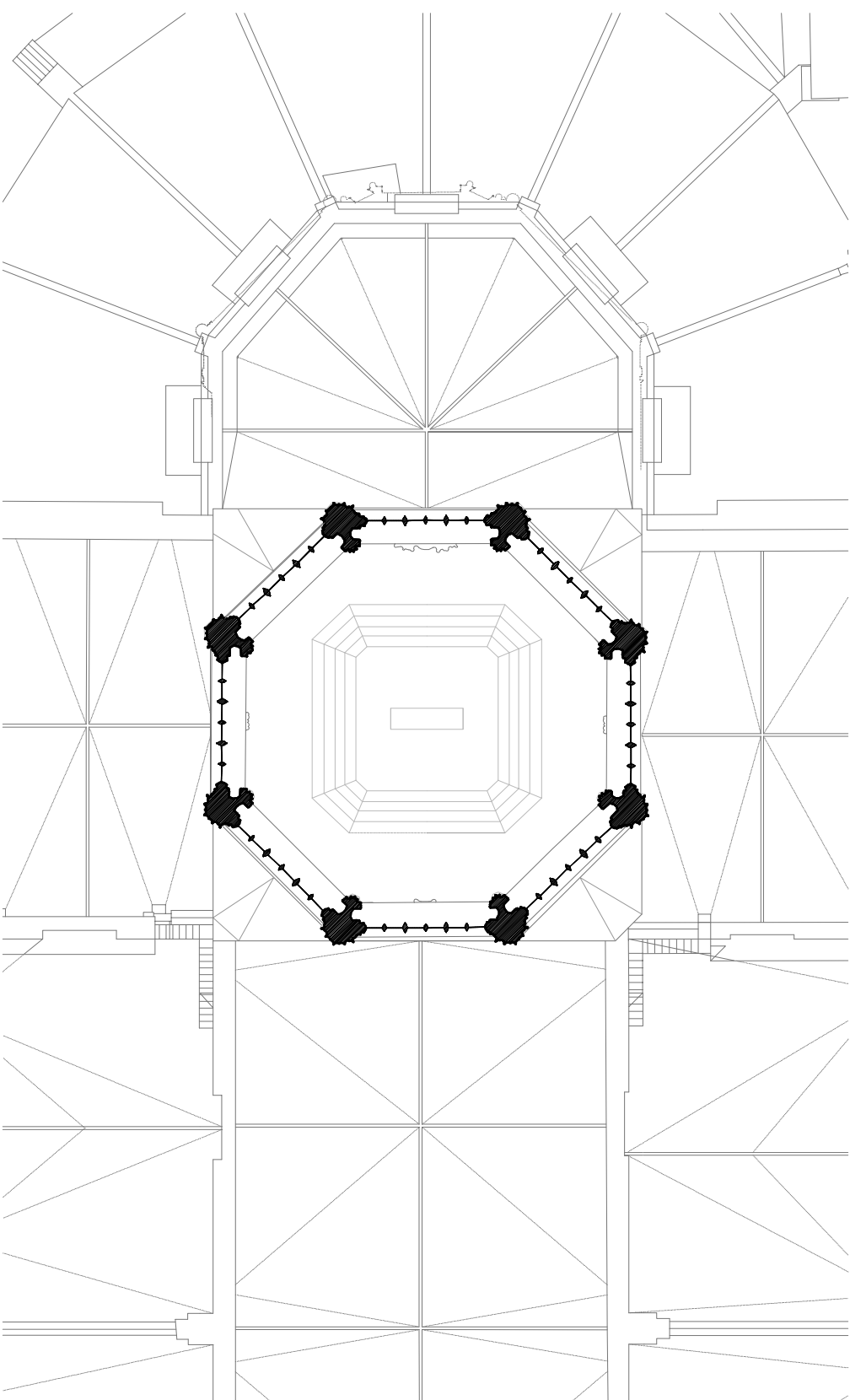
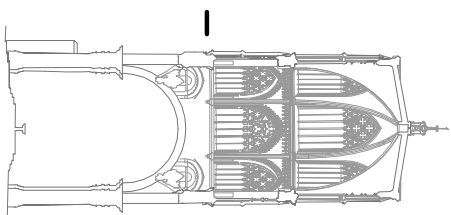
P19_
Sección Transversal
E_1/1500



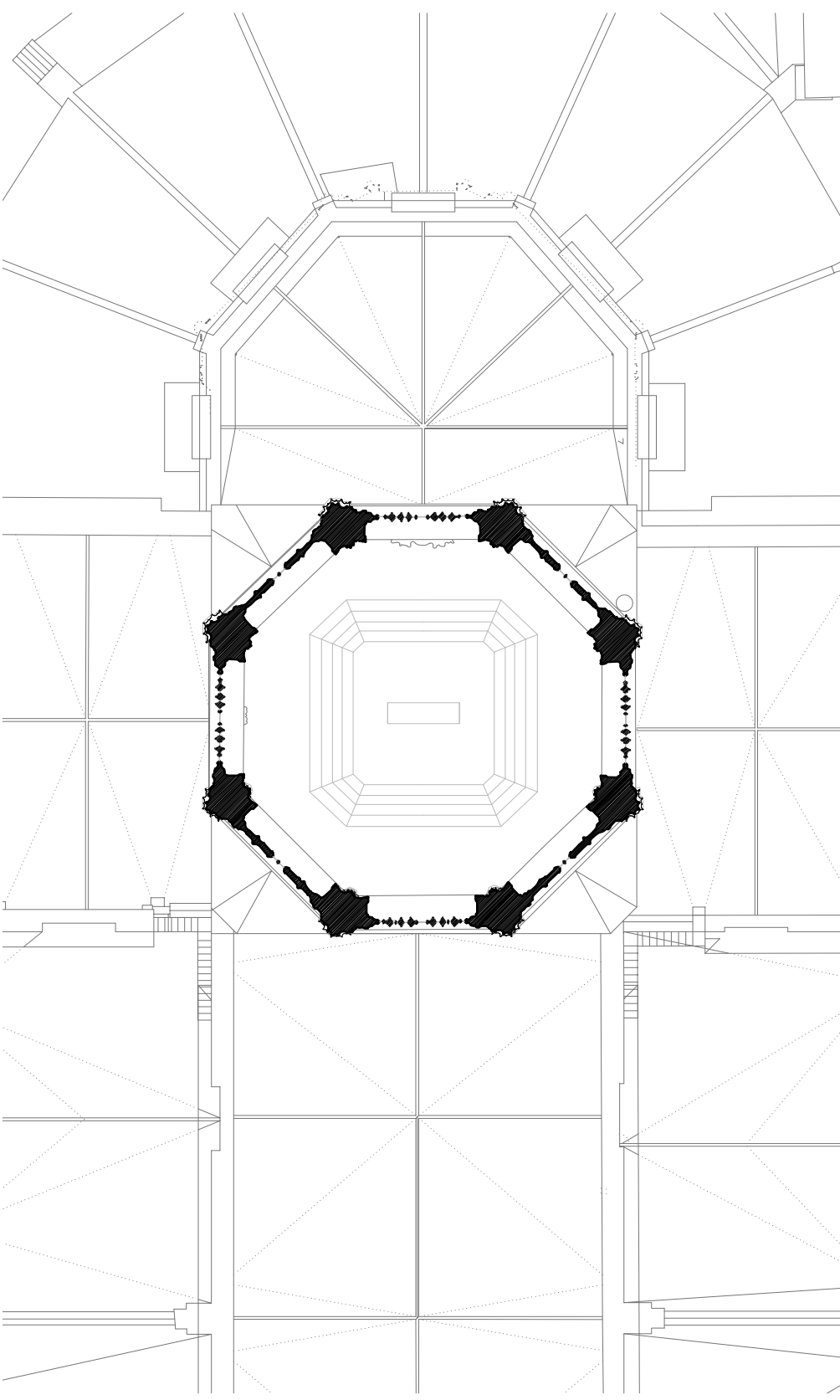
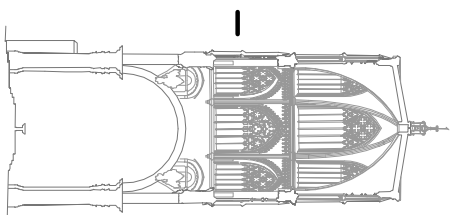
P20_
Sección Transversal
E_1/1500



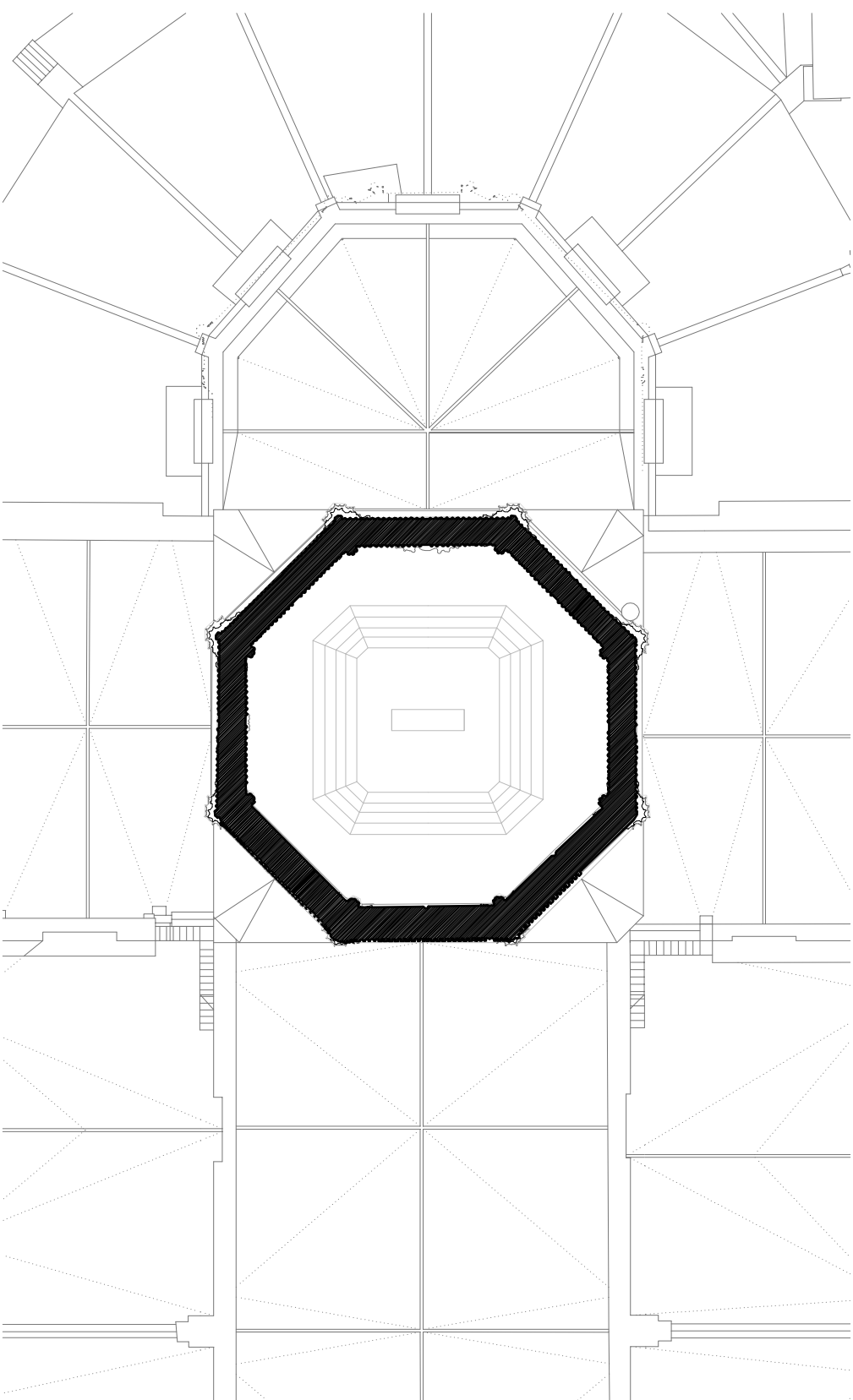
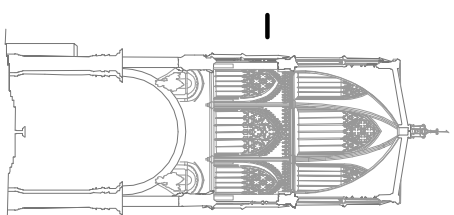
P21_
Sección Transversal
E_1/1500



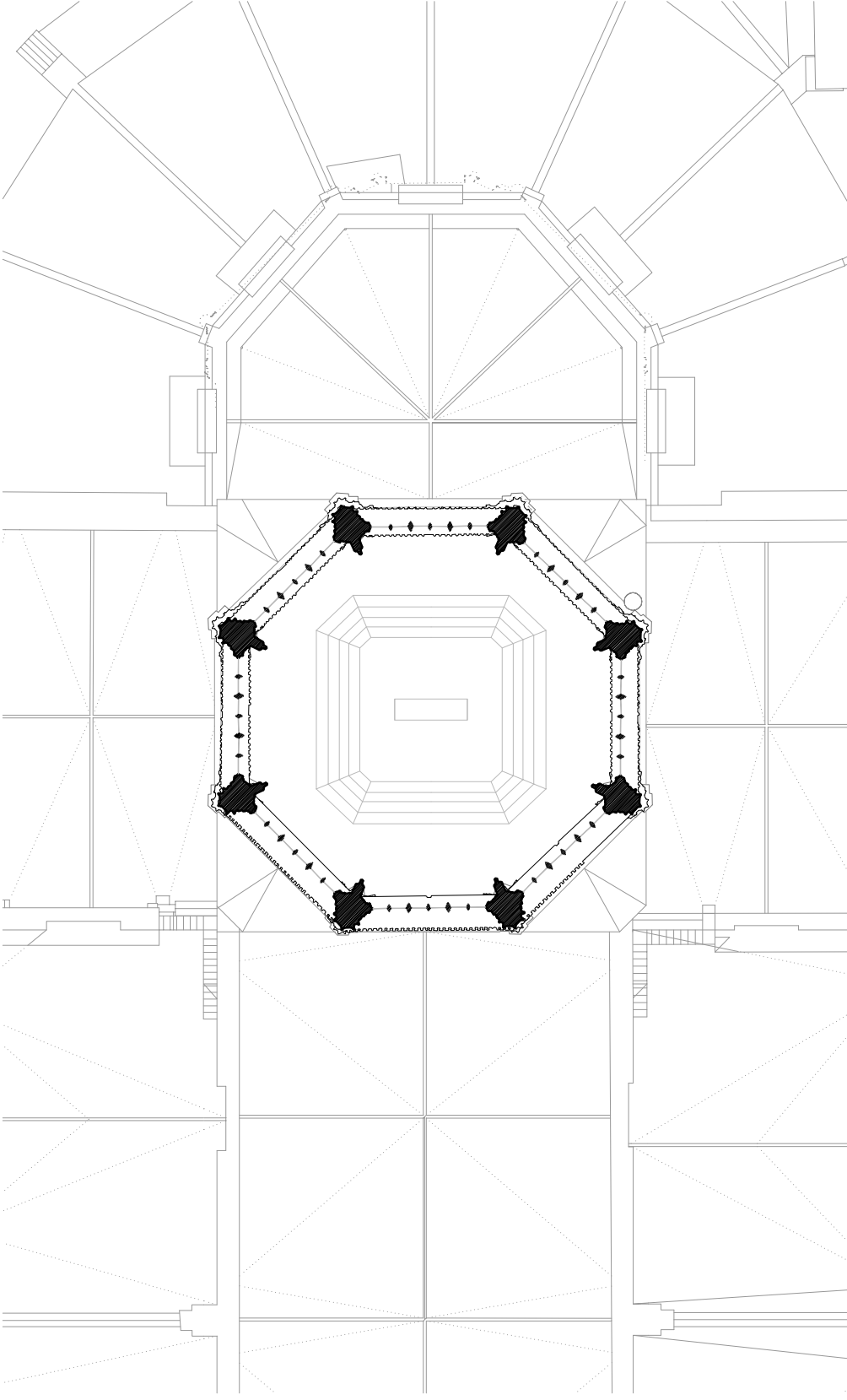
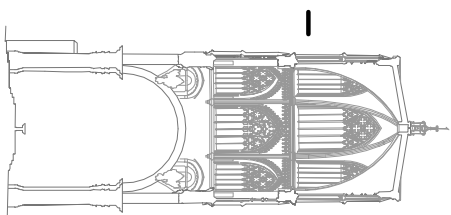
P22_
Sección Transversal
E_1/1500



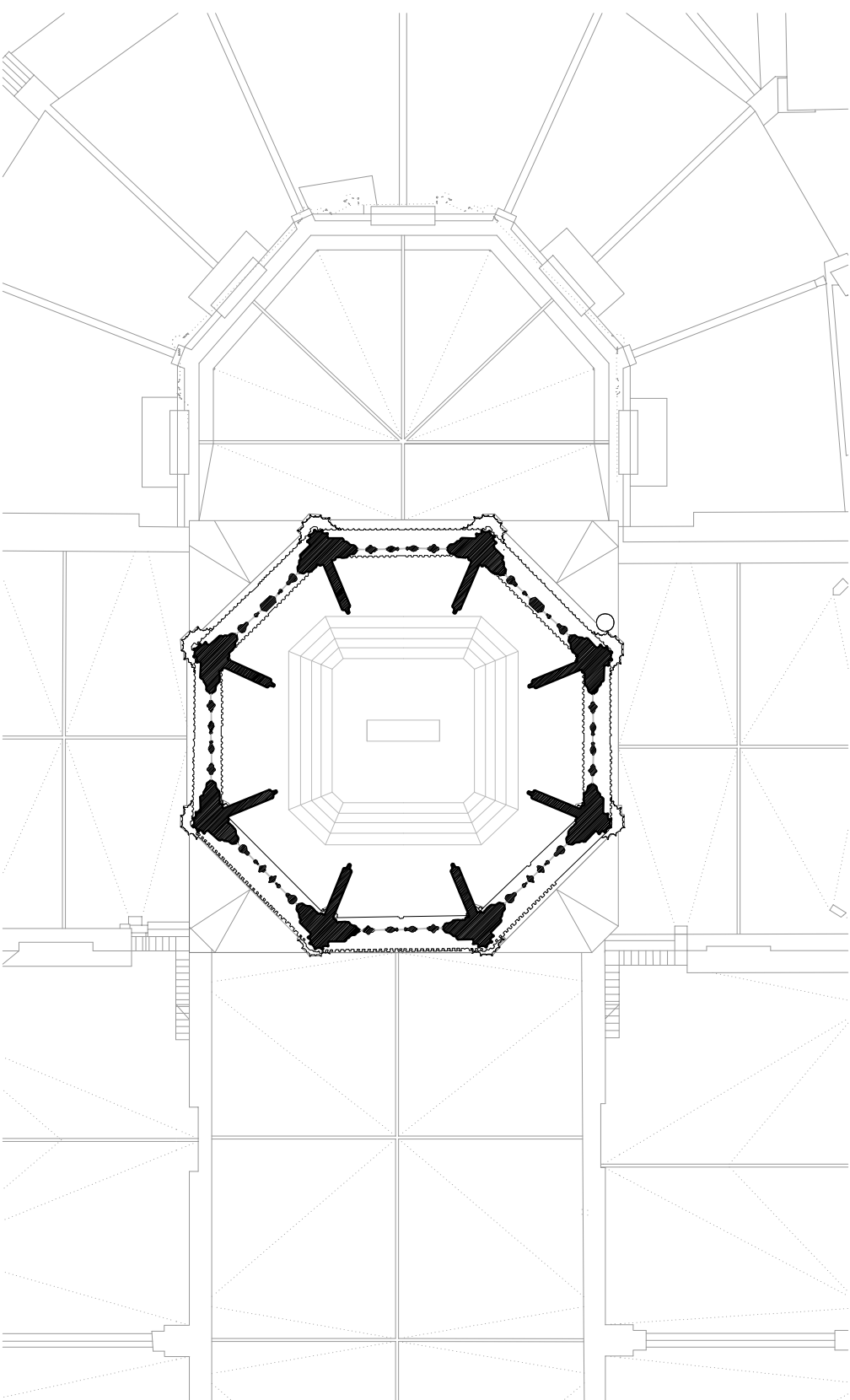
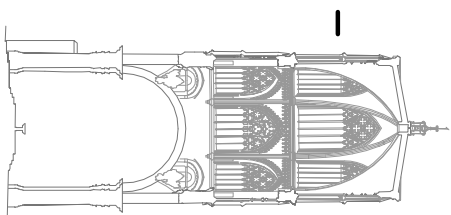
P23_
Sección Transversal
E_1/1500



P24_
Sección Transversal
E_1/1500



P25_
Sección Transversal
E_1/1500



P26_
Sección Transversal
E_1/1500

